

o. PROF. DR.-ING. DR.-ING. E. h. KARL KORDINA  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Lehrstuhl für Massivbau

TECHNISCHE UNIVERSITÄT  
BRAUNSCHWEIG

Einfluß der Fugenausbildung auf die Tragfähigkeit  
von schrägen Druckstreben in den Stegen  
von Segmentbauteilen  
- Versuche an Bauteilen mit Betonverfüllfugen -

Abschlußbericht  
vorgelegt von

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina  
und

Dr.-Ing. V. Weber

B I B L I O T H E K  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Braunschweig, Dezember 1982

Gefördert mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes  
Niedersachsen.

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	Seite
<u>0. Erläuterung der verwendeten Bezeichnungen und Symbole</u>	1
<u>1. Einleitung</u>	3
1.1 Problemstellung	3
1.2 Derzeitiger Forschungs- und Kenntnisstand	4
1.3 Ziel und Umfang der eigenen Untersuchungen	8
<u>2. Versuchskörper</u>	12
2.1 Versuchskörperabmessungen	12
2.2 Bewehrungsanordnung	13
2.3 Materialkennwerte	16
2.3.1 Beton	16
2.3.2 Beton- und Spannstähle	19
2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	19
2.5 Injizieren und Vorspannen	22
<u>3. Versuchseinrichtung</u>	22
3.1 Meßstellenanordnung, Meßeinrichtung	22
3.2 Belastungseinrichtung	24
<u>4. Versuchsdurchführung</u>	24
<u>5. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse</u>	34
5.1 Allgemeines	34
5.2 Balkendurchbiegungen	34
5.3 Rißentwicklung	39
5.3.1 Allgemeines	39
5.3.2 Erstrißlasten	40
5.3.3 Schubrißbreiten	43
5.3.4 Einfluß der Dauerschwellbeanspruchung	45
5.3.5 Einfluß der Segmentfugen auf die Schubrißentwicklung	46

5.4 Spann- und Betonstahldehnungen	47
5.5 Betonverformungen	49
5.6 Analyse des Tragverhaltens	50
5.6.1 Vergleich mit geltenden Bemessungsvorschriften	51
5.6.2 Bewertung des Tragverhaltens der Versuchsbalken	53
5.7 Tragverhalten segmentärer Spannbetonbauteile im Bereich von Preß- bzw. Betonverfüllfugen - Vergleichende Bewertung von Versuchsergebnissen -	60
<u>6. Zusammenfassung</u>	62
<u>7. Literaturverzeichnis</u>	65

## O. Erläuterung der verwendeten Bezeichnungen und Symbole

Nachfolgend werden die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen und Symbole erläutert, sofern sie nicht bereits im Textteil definiert wurden.

$a$	: Beiwert zur Beschreibung der Materialeigenschaften zur Ermittlung der material- und beanspruchungsabhängigen Betonbiegezugfestigkeiten nach /29/
$a$	: Abstand einer Einzellast vom nächstliegenden Auflager
$A_{Bü}$	: Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
$A_i$	: ideelle Betonquerschnittsfläche
$A_s$	: Querschnittswert zur Bestimmung der Schubsteifigkeit
$b$	: kleinste an die Fugen angrenzende Bauteilbreite
$b_o$	: Stegdicke
$d$	: Bauteilhöhe
$E_b$	: Elastizitätsmodul des Betons
$e_{Bü}$	: Abstand der Bügelbewehrung
$E_e$	: Elastizitätsmodul der Beton- bzw. Spannstahlbewehrung
$G_B$	: Schubmodul
$h_s$	: Steghöhe
$K_S^I$	: Schubsteifigkeit Zustand I
$K_S^{II}$	: Schubfestigkeit nach Zustand II
$l$	: Stützweite



$N_{V,SK}$	: Vorspannkraft nach Abschluß von Schwinden und Kriechen
$P$	: Kraft
$S$	: Schubschlankheit
$t$	: Fugendicke
$y_u$	: Abstand des gezogenen Quer- schnittsrandes vom ideellen Schwerpunkt
$z$	: Hebelarm der inneren Kräfte
$\alpha$	: Neigungswinkel der Beton- druckstrebenkraft gegenüber der Horizontalen
$\beta$	: Neigungswinkel der Bügel gegenüber der Horizontalen
$\epsilon_m$	: mittlere Bügeldehnung
$\mu$	: Querdehnzahl des Betons
$\mu_s$	: Schubbewehrungsgrad

## 1. Einleitung

### 1.1 Problemstellung

Das Trag- und Verformungsverhalten monolithischer Stahlbeton- und Spannbetonbauteile unter Schub- und Torsionsbeanspruchung ist in den vergangenen Jahren grundlegend experimentell und theoretisch untersucht worden /18,28/.

Mit zunehmender Anwendung der Segmentbauweise /12,15/ und deren Normung (DIN 4227 Teil 3E /4/) galt es, den zusätzlichen Einfluß der Segmentfugen sowie deren Ausbildung auf das Schubtragverhalten im Gebrauchs- und Bruchlastbereich aufzuzeigen und entsprechende Bemessungsregeln anzugeben, bei deren Beachtung eine befriedigende Gebrauchs- und ausreichende Bruchsicherheit segmentärer Spannbetonkonstruktionen gewährleistet werden kann, ohne daß durch unangemessenen strenge Bestimmungen konstruktiv und wirtschaftlich attraktive Anwendungsbereiche der Segmentbauweise eingeengt werden.

Da die bislang zu diesem Problembereich vorliegenden Untersuchungsergebnisse überwiegend an kleinen - meist prismatischen - Versuchskörpern gewonnen wurden, waren Untersuchungen an bauteilähnlichen Versuchskörpern notwendig, um zu klären

- inwieweit die Ergebnisse der Untersuchungen an kleinen Versuchskörpern auf große Bauteile übertragbar sind und

- in welcher Weise das Schubriß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen im Gebrauchs- und Bruchlastbereich durch praxisübliche Fugenausbildungen beeinträchtigt wird.

Mit den nachfolgend geschilderten Untersuchungen soll ein Beitrag zur Lösung dieser Probleme geleistet werden.

## 1.2 Derzeitiger Forschungs- und Kenntnisstand

Bereits vor mehr als 20 Jahren wurden erste und auch heute noch interessante Untersuchungen über den Einfluß von Kontaktfugen auf die Tragfähigkeit druckbeanspruchter Betonbauteile durchgeführt /8/. Im Laufe der Jahre sind diese Untersuchungen vertieft und auf andere Parameter ausgedehnt worden, so daß heute die qualitativen und quantitativen Auswirkungen einer Vielzahl von Einflußgrößen als bekannt angesehen werden können.

Eine detaillierte Zusammenfassung sämtlicher diesbezüglicher Untersuchungsergebnisse geben Kupfer et al. /16/ sowie Daschner /3/.

Der überwiegende Teil der Studien über den Einfluß von Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit gedrückter Betonbauteile wurde - wie erwähnt - an kleinen, überwiegend prismatischen Versuchskörpern durchgeführt, da sich solche Probekörper gut eignen, um in großen Serien den Einfluß unterschiedlichster Parameter systematisch aufzuzeigen.

So wurden im Rahmen solcher Untersuchungen die Auswirkungen folgender Einflußgrößen näher betrachtet:

- Neigungswinkel der Bauteilfuge zur Hauptbelastungsrichtung /5, 7, 17, 31/
- Art der Fugenausbildung (Trockenfugen, Zementmörtelfugen, Kunstharzklebefugen, ebene oder profilierte Fugenflächen) /6, 8, 31/
- Größe der Normalkraft senkrecht zur Fugenfläche /6, 8/
- Belastungsdauer /7, 2, 26/
- dynamische Lasteinwirkungen /7, 25/
- Fugendicke /5, 9/
- Fugenmörtelfestigkeit, Bauteilabmessungen sowie Größtkorn der Zuschlagstoffe /9/
- Fugenalter, Vorbehandlung der Fugenflächen, Lagerungs- und Versuchstemperatur /25/
- wechselnde klimatische Verhältnisse, Feuchtlagerung /5/
- Materialeigenschaften der Fugenmörtel oder Fugenkleber, Einfluß von Zusatzmitteln /17, 21, 22, 24, 27/
- Lagerungs- und Alterungsbedingungen /22/

Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Bei Trockenfugen und Preßfugen (Bezeichnungen vergl. /4/) existiert ein von der Fugenausbildung, der Fugenflächenvorbehandlung und der Fugenflächenrauigkeit abhängiger, kritischer Neigungswinkel der Bauteilfugen gegenüber der Senkrechten zur Belastungsrichtung.

Wird dieser Winkel überschritten, so tritt mit steigender Belastung das Versagen durch ein schlagartiges Abgleiten in den Fugenflächen ein. Bei unbehandelten schalungsrauen Fugenflächen wurde dieser kritische Fugenneigungswinkel zu ca.  $35^{\circ}$  ( $\mu \approx 0,7$ ) ermittelt. Wird der kritische Fugenneigungswinkel unterschritten, so ist unabhängig von der Fugenausbildung nur ein untergeordneter Einfluß der Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit zu erwarten. Das Versagen tritt dann durch einen Druckbruch ein.

2. Die parallel zu den Fugenflächen übertragbaren Schubkräfte nehmen mit zunehmender Fugenflächenprofilierung und steigender Festigkeit des Fugenmörtels oder Klebers zu.
3. Mit steigender Belastungsdauer nehmen die Relativverschiebungen in den Fugenflächen zu, insbesondere stellt sich bei kunstharzvermörtelten Fugen wegen des im Gegensatz zu vermörtelten Fugen hohen Kriechvermögens des Klebers ein anderer Last-Verformungs-Zeitverlauf ein als bei sonst gleich ausgebildeten aber vermörtelten Fugen.
4. Dynamische Lasteinwirkungen verändern das Fugentragverhalten nicht wesentlich.

5. Mit zunehmender Fugendicke  $t$  nimmt der Einfluß der Festigkeit des Fugenfüllstoffes auf das Bauteiltragverhalten zu, wobei zusätzliche bei einem Verhältnis  $t/b \leq 1$  ( $b$  = kleinste an die Fugen angrenzende Bauteilbreite) der Einfluß der Querdehnungsbehinderung des Fugenfüllstoffes an den Fugenrändern festigkeitssteigernd wirkt. Bei sehr dünnen Fugen ( $t/b < 1/15$ ) ist wegen der geringen Fugendicke kein Einfluß der Festigkeit des Fugenfüllmaterials feststellbar.
6. Bei Beachtung praxisüblicher Prüfkörpermindestabmessungen sind diese wie auch das Größtkorn des Fugenmörtels ohne wesentlichen Einfluß auf das Fugentragverhalten.
7. Die Scherfestigkeit von Fugen mit kunstharzgebundenem Fugenfüllstoff nimmt mit zunehmender Bauteiltemperatur deutlich ab.

Die bislang an bauteilähnlichen Versuchskörpern durchgeführten Versuche zum Schubtragverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen hatten zum Ziel,

- den Einfluß der nicht von Betonstahlbewehrung durchsetzten Segmentfugen auf das Trag- und Verformungsverhalten unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion aufzuzeigen /13/

und

- die Schubtragfähigkeit sowie die Schubrißentwicklung bei unterschiedlicher Fugenausführung (glatte Kunstharzklebe- oder feinprofilierte Mörtelfugen) zu studieren /7,16/.

Hierbei zeigte sich, daß

- Torsionsmomente trotz fehlender , die Fugen kreuzender Betonstahl-Längsbewehrung aufgenommen werden können, wenn die schubbeanspruchten Segmentfugenflächen eine ausreichende Verzahnung aufweisen und die die Segmentfugen kreuzenden Spannglieder so angeordnet sind, daß sie zur Aufnahme der aus der Torsionsmomentenbeanspruchung resultierenden Längszugkräfte aktiviert werden können und
- die Schubtragfähigkeit sowie die Schubrißentwicklung von den Segmentfugen nicht beeinflußt wird, wenn geeignete Mörtel- oder Kunstharzkleber als Fugenfüllstoff verwendet werden.

### 1.3 Ziel und Umfang der eigenen Untersuchungen

Der knappe Überblick über die bislang vorliegenden Untersuchungen zum Einfluß unterschiedlich ausgebildeter Bauteilfugen auf die Tragfähigkeit druckbeanspruchter Betonbauteile läßt erkennen, daß die Auswirkungen der wesentlichsten Einflußparameter zwar ihren Grundzügen nach bekannt sind, aber zur normgerechten Verwertung dieser Erkenntnisse weitere Versuche an bauteilähnlichen Versuchskörpern notwendig sind, anhand derer geklärt werden soll, inwieweit die an kleinen Versuchskörpern nachgewiesenen Einflußgrößen quantitativ auf komplexe Bauteile übertragbar sind.

So ist insbesondere zu untersuchen,

- in welchem Maße die Traglasten segmentärer Spannbetonbauteile bei unterschiedlicher Fugenausbildung (glatte oder feinprofilierte Fugenflächen, Anordnung einzelner Konsolen) von jenen vergleichbarer monolithischer Bauteile abweichen,
- inwieweit die aus den in den Bügel wirkenden Zugkräften resultierende Querkzugbeanspruchung der Betondruckstreben die Schubtragfähigkeit in den Segmentfugenbereichen vermindert,
- ob die Ausbildung der Bauteilfugen die Schubrißentwicklung beeinflußt, da hieraus Aussagen zur Gebrauchsfähigkeit (Begrenzung der Schubrißbreiten) und zur Schubdrucktragfähigkeit abgeleitet werden können.

Als erster Schritt wurde deshalb in /14/ der Einfluß unterschiedlich ausgebildeter Preßfugen auf das Schubtragvermögen segmentärer Spannbetonbauteile an vier Versuchsbalken (D1 - D4) experimentell untersucht und theoretisch analysiert.

Hierbei zeigte sich, daß das Schubtragverhalten segmentärer Bauteile bei Ausführung feinprofiliertter Fugen dem sonst gleich ausgebildeter monolithischer Bauteile vergleichbar ist.



Bei Anordnung glatter Preßfugen trat ein schlagartiges Abgleiten in den Fugen ein, wenn mit steigender Querkraftbeanspruchung der aus Kleinversuchen (vgl. Abschnitt 1.2) bekannte Reibungsbeiwert  $\mu = 0,7$  erreicht wurde.

Bei Anordnung einzelner bewehrter Konsolen war die Schubtragfähigkeit in den Segmentfugenbereichen erschöpft, wenn die Druckspannung in den gedrückten Konsolflanken etwa  $0,55 \sigma_{WN}$  betrugen. Hier zeigte sich aber auch, daß die Schubkräfte nicht nur über die Konsolen sondern in nicht unerheblichem Maße auch durch Reibung über die glatten Fugenflächen übertragen wurden.

Insgesamt wurde festgestellt, daß Segmentfugen mit einzelnen bewehrten Konsolen eine geringere Schubtragfähigkeit aufweisen als vergleichbare glatte Segmentfugen, da die Konsolen eine Schubkraftumlenkung bewirken und damit als "Störstelle" in Bezug auf den Schubkraftverlauf anzusehen sind.

Mit den im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens durchgeführten Versuchen sollten die in /14/ gewonnenen Erkenntnisse erweitert und auf Segmentbauteile mit Betonverfüllfugen ausgedehnt werden.

Im Segmentbau werden Betonverfüllfugen angeordnet, wenn in der Abschlußphase der Montage der verbleibende Zwischenraum zwischen den letztmontierten Segmenten verfüllt werden soll und dieser Spalt so klein ist, daß kein segmentäres Paßstück eingefügt werden kann.

Im Gegensatz zu Preßfugen, wo das Zusammen-spannen der Segmente erfolgt , bevor der auf die Segmentstirnflächen aufgetragene Kleber abgebunden hat, wird das Vorspannen im Bereich von Betonverfüllfugen erst vorgenommen, wenn der eingebrachte und verdichtete Beton ausreichend erhärtet ist.

Das Schubtragverhalten segmentärer Spannbetonbauteile kann sich im Bereich von Betonverfüllfugen wesentlich von dem in Preßfugengebieten unterscheiden, da der eingebrachte Fugenbeton bei einer Mindestfugendicke von 10 cm unbewehrt ausgeführt werden muß und sich deshalb die Bügelabstände bereichsweise erhöhen können. Außerdem ist bei feinverzahnten oder konsolartig ausgebildeten Segmentstirnflächen kein direktes "Ineinandergreifen" profilierter Fugenflächen möglich.

Des weiteren können wegen der Querdehnungsbegrenzung an den Querschnittsrändern im Fugenbeton leicht Risse entstehen, woraus eine zusätzliche Schwächung dieser Bereiche resultiert.

Zum Studium des Schubtragverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile im Bereich von Betonverfüllfugen wurden deshalb neben dem bereits in /14/ geprüften Versuchskörper D1, der als monolithischer Vergleichsbalken diente, drei weitere Balken geprüft, die in den Bereichen maximaler Querkraftbeanspruchung je zwei gleich ausgebildete Betonverfüllfugen aufwiesen.

Beim Versuchsbalken D5 wurden die Fugenstirnflächen fein profiliert ausgeführt, während beim Versuchsbalken D6 je eine bewehrte Konsole angeordnet wurde, schließlich waren die Fugenflächen des Balkens D7 glatt abgeschalt. In allen Fällen betrug die Fugendicke 10 cm.

Bei jedem Versuch wurden die Balkendurchbiegungen, die Beton- und Stahldehnungen sowie die Rißbreiten laststufenweise gemessen sowie der Rißverlauf registriert. Alle Balken waren so bemessen, daß ein Druckstrebenbruch eintrat, bevor die Biegebruchlast oder ein Fließen der Bügelbewehrung erreicht wurde.

## 2. Versuchskörper

### 2.1 Versuchskörperabmessungen

In Anlage 2.1 sind die Abmessungen der Versuchsbalken, das statische System und Details der Fugenausbildung dargestellt.

Da bei allen Versuchen in jedem Fall ein Schubdruckbruch im Stegbereich erreicht werden sollte, war es erforderlich, neben einem engen Bügelabstand auch eine ausreichend dimensionierte Biegedruckzone vorzugeben.

Ebenso mußte die Biegezugzone hoch bewehrt und der Steg bei gleichzeitig niedriger Betongüte möglichst schlank ausgeführt werden.

Die Systemabmessungen ergeben eine Schubslankheit von

$$(2.1) \quad s = \frac{M}{Q \cdot z} = \frac{a}{z} = \frac{2,0}{0,63} = 3,23$$

## 2.2 Bewehrungsanordnung

Die Lage der stets geradlinig geführten Spannglieder ist in Anlage 2.1 skizziert. Zur Vermeidung unerwünschter Zugspannungen und damit einhergehender Fugenöffnungen, war in der Druckzone aller Balken zusätzlich ein nicht verpreßtes Montagespannglied angeordnet.

Um ein Versagen der Versuchsbalken durch Überschreiten der Streckgrenze der Bügel auszuschließen, wurde eine ausreichend dimensionierte Schubbewehrung angeordnet (Bügel  $\varnothing$  12 mm, Abstand  $e = 7,5$  cm) (vgl. Anlage 2.2).

Die Betonstahllängsbewehrung der Segmente diente vornehmlich zur Aussteifung der Bewehrungskörbe. Da während der Versuche nur vereinzelt Biegerisse auftraten, hatte der Einfluß dieser Bewehrung auf die Biegerißentwicklung und die Beschränkung dieser Risse auch nur untergeordnete Bedeutung.

Bild 2.1 zeigt am Beispiel des Versuchsbalkens D6 die Bewehrungsführung im Fugenbereich, in Bild 2.2 ist im Detail die konstruktive Ausbildung der Spanngliedverankerungen dargestellt.

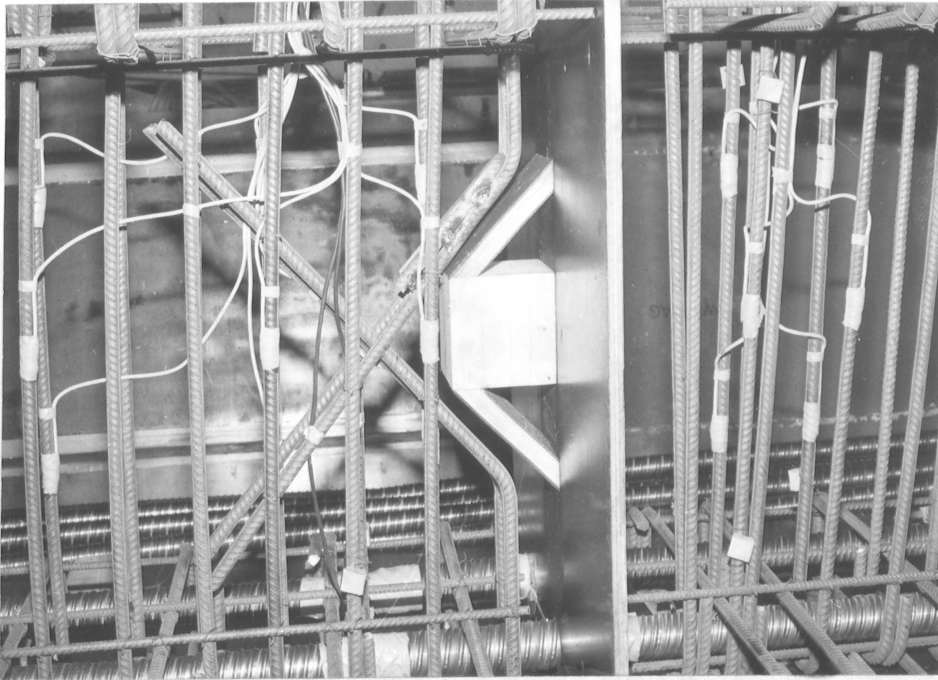


Bild 2.1: Bewehrungsanordnung im Segmentfugenbereich beim Versuchsbalken D6

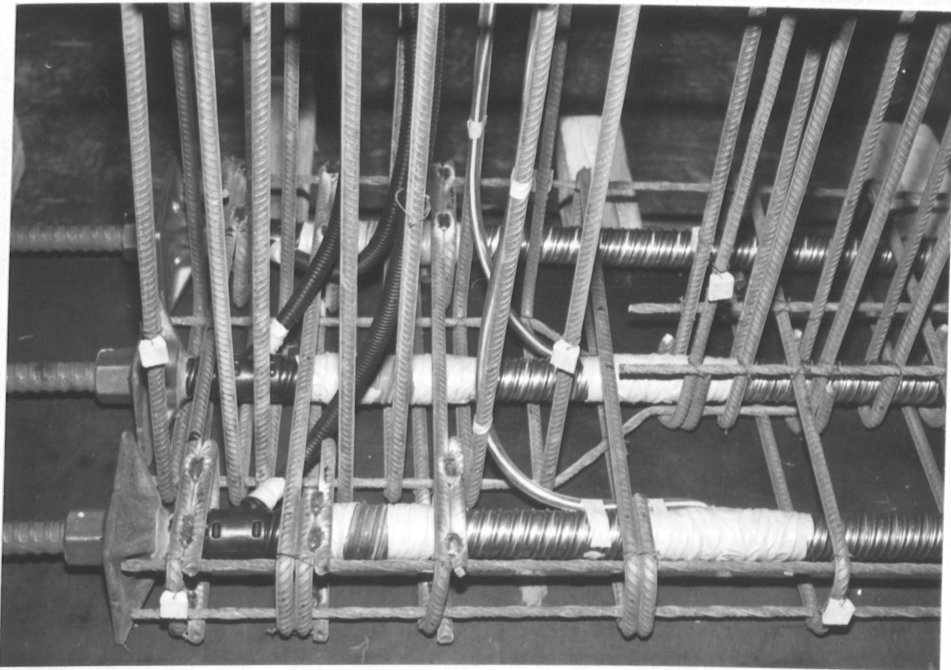


Bild 2.2: Bewehrungsanordnung im Verankerungsbereich der Spannglieder

## 2.3 Materialkennwerte

### 2.3.1 Beton

Da im Vordergrund der hier beschriebenen Untersuchungen das Trag- und Verformungsverhalten der schubdruckbeanspruchten Betonstreben in den Segmentfugenbereichen stand, war es notwendig, zur Herstellung der Balken einen Beton mit möglichst niedriger Festigkeit zu verwenden.

So wurde bei allen Versuchskörpern eine Betonnennfestigkeit B 25 angestrebt.

Der Wasser/Zement-Wert betrug beim Versuchsbalken D1 (monolithischer Vergleichsbalken) 0,70, bei den anderen Versuchskörpern i. M. 0,79. Der Zementgehalt lag i. M. bei 300 kg pro m<sup>3</sup> Beton bei Verwendung eines güteüberwachten Portlandzementes PZ 35 F.

Das Größtkorn der Zuschläge betrug 16 cm, das Ausbreitmaß des Frischbetons lag zwischen 42,5 cm und 45,0 cm.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden während des Betonierens der Versuchsbalken zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzugkörper und Prismen) hergestellt, anhand derer die Betongüte (Lagerung nach DIN 1048) sowie die Festigkeitsentwicklung des Betons (Lagerung der Begleitkörper wie die Versuchsbalken) ermittelt wurden.

Die Mittelwerte dieser Untersuchungen sind in Tabelle 2.1 zusammengefaßt, in der zusätzlich die am Versuchstag bzw. die nach einer Aushärtezeit von 28 Tagen ermittelten Festigkeiten des zum Verfüllen der Hüllrohre verwendeten Einpreßmörtels aufgeführt sind. Ebenso enthält diese Tabelle die an Begleitkörpern ermittelten Festigkeiten des Fugenfüllbetons, der nach der gleichen Rezeptur hergestellt wurde wie der Segmentbeton.



Versuchs- balken Material- kenngrößen	D1	D5	D6	D7
$\beta_{Wm, 28d}^{DIN 1048}$ in N/mm <sup>2</sup>	23,0	33	30	31
$\beta_{Wm, 7d}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	14,7	28	20	22
$\beta_{Wm, 7d}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	22,0	36	32	31
$\beta_{bz, VD}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	2,35	3,51	2,40	2,69
$\beta_{SZ, VD}^{DIN 1048}$ in N/mm <sup>2</sup>	1,76	2,55	1,85	2,37
$E_{b, VD}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	16000	26300	23100	23200
$\beta_{ZDM, 7d, VD}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	39,8	46,5	48	47
$\beta_{ZDM, 28d}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	50,2	-	61	68
WZ-Wert	0,70	0,79	0,79	0,79
Ausbreitmaß in cm	45,0	42,5	43,0	44,5
Verdichtungsmaß	1,08	1,05	1,02	1,04
$\beta_{Wm, F, 28d}^{DIN 1048}$ in N/mm <sup>2</sup>	-	36	32	30
$\beta_{Wm, F, VD}^{VK}$ in N/mm <sup>2</sup>	-	39	31	28

Es bedeuten:

DIN 1048: Lagerung gemäß DIN 1048  
 VK : Lagerung wie Versuchskörper  
 7d : Festigkeitsprüfung 7 Tage nach Herstellung  
 28d : Festigkeitsprüfung 28 Tage nach Herstellung  
 VD : Festigkeitsprüfung während der Versuchsdurchführung  
 ZDM : Zylinderdruckfestigkeit des Einpreßmörtels  
 $\beta_{WM}$  : mittlerer Wert der Würfeldruckfestigkeit aus 3 Prüfkörpern  
 bz : Biegezugfestigkeit  
 SZ : Spaltzugfestigkeit  
 $E_b$  : Elastizitätsmodul des Betons  
 F : Fugenmörtel

**Tabelle 2.1:** Materialeigenschaften der verwendeten Betone und des verwendeten Einpreßmörtels

### 2.3.2 Beton- und Spannstähle

Bei allen Versuchsbalken bestand die Bügel- und die nicht vorgespannte Längsbewehrung aus Betonstählen der Güte BSt 420/500 RK. Als Spannstahlbewehrung wurden gerippte Dywidag-Spannstäbe mit einem Durchmesser von 26,5 mm und einer Güte St 835/1030 verwandt.

Die an Materialproben gewonnenen Materialkennwerte sind in Tabelle 2.2 zusammengefaßt.

Stahlgüte	Nenndurchmesser $d_e$ in mm	$\Delta_s$ in $\text{mm}^2$	$\beta_s$ in $\text{N/mm}^2$	$\beta_z$ in $\text{N/mm}^2$	Bruchdehnung in %
BSt 420/500 RK	8	51,24	513	727	18,8
	12	112,1	464	631	23,2
St 835/1030	26,5	545,6	865* 907	1114	10,1

\* 0,01-Dehngrenze

Tabelle 2.2: Materialkennwerte der bei den Versuchsbalken verwendeten Beton- und Spannstähle

### 2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Vor Montage der Bewehrungskörbe wurde die an vorgegebenen Stellen mit Dehnmeßstreifen versehenen Spannglieder in die Hüllrohre eingefädelt und diese durch Schablonen in ihrer endgültigen Lage fixiert. Die Meßkabel der an den Spannstäben sitzenden Dehnmeßstreifen wurden durch in Höhe der DMS in die Hüllrohre geschnittene Öffnungen nach außen geleitet; diese Öffnungen wurden anschließend wieder sorgfältig

verschlossen, um ein Eindringen des Frischbetons in die Hüllrohre auszuschließen.

Bei jedem Balken wurde zunächst das mittlere Segment hergestellt. Nach eintägiger Erhärungszeit wurde die Stirnschalung entfernt und beide Stirnflächen des mittleren Segments mit einem bituminösen Anstrich versehen.

Mit dieser Maßnahme sollte eine Haftung zwischen den Betonstirnflächen und dem eingebrachten Fugenbeton ausgeschlossen und somit für die praktische Anwendung ungünstigste Verhältnisse vorgegeben werden. Außerdem war hiermit eine spätere Trennung der Segmente zum Einbringen des Fugenbetons ohne Beschädigung der Fugenstirnflächen möglich.

Das Betonieren der Randsegmente erfolgte vier Tage nach Herstellung der mittleren Segmente. Zur Verdichtung des eingebrachten Frischbetons wurden in allen Fällen Innen- und Außenrüttler verwendet.

Während der ersten sieben Tage nach Beendigung des letzten Betonierabschnittes wurden die Balken mit feuchten Tüchern abgedeckt, danach lagerten sie bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen.

Sieben Tage nach Betonage der Randsegmente wurden die Segmente in beiden Fugen getrennt und auf die vorgegebene Fugendicke von 10 cm ausgerichtet. Bild 2.3 zeigt den Fugenbereich des Versuchsbalkens D5 nach erfolgter Trennung vor Einbringen des Fugenbetons.



Bild 2.3: Fugenbereich des Versuchsbalkens D5  
vor Einbringen des Fugenbetons

Nachfolgend wurden diese Abschnitte eingeschalt und der nach derselben Rezeptur wie der Segmentbeton hergestellte Fugenfüllbeton eingebracht und ausreichend verdichtet; die an Begleitkörpern ermittelten Festigkeiten sind ebenfalls in Tabelle 2.1 wiedergegeben.

Zur Vermeidung unerwünschter Schwindrisse wurden die Fugenbereiche weitere sieben Tage mit feuchten Tüchern abgedeckt.

#### 3. Versuchsanordnung

##### 3.1 Halbstellensanordnung, Halbelagerung

Bei allen Balken wurden in ausgewählter Maßgeschwindigkeit laststufenweise mit Dehnmessstreifen die Dehnungen der Stäbe gemessen, ebenso erfolgte das Messen der Spannstahldehnungen. In Anlage 3.1 sind die Lage und die Bezeichnung aller DMS-Stellen erläutert.

## 2.5 Injizieren und Vorspannen

Sieben Tage vor Versuchsbeginn wurden die Balken vorgespannt und nachfolgend die Hüllrohre injiziert. Das Vorspannen auf die vollen zulässigen Vorspannkräfte erfolgte stufenweise, wobei eine Steuerung der Pressenkräfte anhand der gemessenen Spannstahldehnungen erfolgte. Nach Abschluß des Vorspannens wurden die Balken auf die Auflagerkonstruktionen endgültig abgesetzt.

Da beim Versuchsbalken D1 (monolithischer Vergleichsbalken) die Betonfestigkeit etwas zu gering ausgefallen war, wurde dieser Balken nur mit etwa 90 % der zulässigen Vorspannkraft vorgespannt.

Das Anmischen des Einpreßmörtels sowie das mit einer Handpresse vorgenommene Injizieren der Hüllrohre wurde in Anlehnung an DIN 4227 Teil 5 vorgenommen. Hierbei wurde dem PZ 45F als Einpreßhilfe 1 % Tricosol 181 H zugesetzt, der W/Z-Wert betrug 0,44. Die nach einer Erhärtungszeit von 7 Tagen (Versuchstag) bzw. von 28 Tagen an Rückstellproben ermittelten Druckfestigkeiten sind ebenfalls in Tabelle 2.1 aufgeführt.

## 3. Versuchseinrichtung

### 3.1 Meßstellenanordnung, Meßeinrichtung

Bei allen Balken wurden in ausgewählten Meßquerschnitten laststufenweise mit Dehnmeßstreifen die Dehnungen der Bügel gemessen, ebenso erfolgte das Messen der Spannstahldehnungen. In Anlage 3.1 sind die Lage und die Bezeichnung aller DMS-Stellen erläutert.

Die Balkendurchbiegungen wurden mittels induktiver Weggeber an den in Anlage 3.2 angegebenen Stellen ermittelt.

Das Messen der Betonverformungen erfolgte während des ersten Belastungsabschnittes (vor Aufbringen einer Dauerschwellbeanspruchung) mit einem Setzdehnungsmesser an den ebenfalls in Anlage 3.2 angegebenen insgesamt 24 Setzdehnungsmeßstellen (Meßbasis: 100 mm).

Nach erfolgter Dauerschwellbeanspruchung und weitgehend ausgeprägtem Schußrißbild wurden weitere Setzdehnungsmeßstellen angeordnet, um die Verformungen der Betondruckstreben zu erfassen. Die Lage dieser zusätzlichen Meßstellen ist in den Anlagen 5.9 bis 5.12 aufgeführt, in denen gleichzeitig auch das abschließende Rißbild der Balken wiedergegeben wurde. Die Entwicklung der Biege- und Schubrisse wurde laststufenweise aufgezeichnet, ebenso erfolgte das Messen der Biege- und Schubrißbreiten an ausgewählten Meßstellen (vgl. Anlage 5.9 bis 5.12) unter Verwendung einer maßstabsgereichten Videokamera.

Sämtliche elektronischen Messungen wurden mit einer Vielstellenmeßanlage UPH 3200 vom Typ Hottinger durchgeführt und mit dem "Graphischen System Tektronix 4051" abgespeichert.

### 3.2 Belastungseinrichtung

Das statische System sowie die Belastungsanordnung sind in Anlage 2.1 skizziert. Zur Erzeugung der Biegebeanspruchung wurden zwei nebeneinander angeordnete 1000 KN-Amsler-Pressen benutzt.

Die Größe der aufgebrachten Kräfte wurde mittels eines Kraftaufnehmers kontrolliert.

### 4.0 Versuchsdurchführung

Das Belastungsprogramm aller Balken dieser Versuchsserie war im wesentlichen gleich.

Der in Anlage 4.1 grafisch zusammengefaßte Belastungsablauf kann i. w. in 3 Phasen aufgesplittet werden:

1. Phase:    stufenweise steigende statische Beanspruchung zur Erzeugung eines weitgehend abgeschlossenen Schubrißbildes,
2. Phase:    Dauerschwellbeanspruchung im Gebrauchslastbereich um den Einfluß praxisüblicher Wechselbeanspruchungen auf das Schubtrag- und rißverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen zu berücksichtigen.
3. Phase:    stufenweise statische Laststeigerung bis zum Eintreten des Beton-Druckstrebenbruches.

Die erste Belastungsphase der Balken diente der Erzeugung eines weitgehend abgeschlossenen Schubrißbildes. Da alle Balken so bemessen waren, daß Schubrisse auftraten, bevor die Biegezugfestigkeit des Betons ausgeschöpft war, war im Gebrauchslastbereich nicht mit dem Auftreten von Biegerissen zu rechnen.

Bei jeder Laststufe wurden zwei Minuten nach Erreichen der Last die Balkendurchbiegungen, die Betonverformungen, die Spann- und Betonstahldehnungen sowie die Rißbreiten gemessen und das Rißbild aufgezeichnet.

Das Messen der Rißbreiten erfolgte unter Verwendung einer Videokamera, mit der die Rißbreiten an vorher am Balken festgelegten Meßpunkten aufgezeichnet und später mittels eines geeichten Maßstabes am Bildschirm ausgewertet wurden.

Zwischen der 0,99-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D1) und der 1,15-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D5) wurden bei allen Versuchsbalken erste Schubrisse beobachtet. Diese Bandbreite zwischen der kleinsten und größten Erstschubrißlast ist im wesentlichen auf die naturgemäß streuende Zugfestigkeit des Betons zurückzuführen.



Die rechnerischen Hauptzugspannungen infolge der Erstschubrißlast liegen zwischen  $1,26 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D1) und  $1,76 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D5) und liegen damit zwischen den gemäß DIN 4227 Teil 1 für beschränkte Vorspannung (zul  $\sigma_I = 1,8 \text{ N/mm}^2$ ) bzw. DIN 4227 Teil 3E für volle Vorspannung (zul  $\sigma_I = 0,8 \text{ N/mm}^2$ ) zulässigen rechnerischen Hauptzugspannungen.

Nachdem die Balken ein hinreichend ausgeprägtes Schubrißbild aufwiesen, wurden sie einer Dauerschwellbeanspruchung unterworfen (2. Belastungsphase), wobei als Oberlast im Mittel die 1,3-fache Dekompressionslast  $P_D$  und als Unterlast i. M. die 0,65-fache Dekompressionslast  $P_D$  angesteuert wurde; lediglich beim Versuchsbalken D1 ergab sich die Unterlast aus versuchstechnischen Gründen zu  $0,28 P_D$ .

Mit dem Aufbringen einer Dauerschwellbeanspruchung sollte der Einfluß ungünstiger Verkehrslastwechselbeanspruchungen nachgeahmt und in die Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens schubbeanspruchter Segmentbauteile mit einbezogen werden.

Nach Abschluß der Dauerschwellbeanspruchung wurde - wie bereits erwähnt - an den Balken zusätzliche Setzdehnungsmeßstellen angebracht, deren Lage und Neigung dem jeweiligen Schubrißverlauf angepaßt wurde. Somit konnten, zusätzlich zu den bereits vorhandenen Meßrosetten - die Stauchungen der Betondruckstreben unmittelbar bestimmt werden.

Nachfolgend wurde die Belastung stufenweise bis zum Bruch gesteigert. In dieser 3. Belastungsphase traten zwischen der 1,29-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D7) und der 1,55-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D1) an den Balkenunterseiten erste Biegerisse auf. Die zugehörigen rechnerischen Biegezugspannungen liegen zwischen  $2,49 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D7) und  $3,03 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D1).

Bei allen vier Prüfkörpern trat der Bruch durch Überschreiten der Betondruckfestigkeit in den Druckstreben ein. Das Versagen kündigte sich in allen Fällen durch Ablösen von Teilen der Betonüberdeckung an den Stegaußenflächen an.

Der besseren Übersicht wegen sind in Tabelle 4.1 die wesentlichsten experimentellen Versuchsdaten aller Balken sowie einige zugehörige rechnerische Vergleichsergebnisse einander gegenübergestellt, auf die im Verlauf der weiteren Betrachtungen noch näher eingegangen wird. Beim Versuchsbalken D1 (monolithischer Vergleichsbalken) trat der Bruch wegen der geringen Betondruckfestigkeit bereits bei einer Last von  $P_U = 675 \text{ kN}$  ein. Bis zu diesem Zeitpunkt war das Schubrißbild vollständig ausgeprägt und der Zuggurt im Bereich maximaler Biegemomente mehrfach gerissen. Das abschließende Rißbild ist in Anlage 5.9 dargestellt.

Beim Versuchsbalken D5 (feinprofilierte Betonverfüllfugen) trat der Betondruckstrebenbruch bei einer Last  $P_U = 1050 \text{ kN}$  ein. Der Verlauf der Schubrißentwicklung sowie das abschließende Schubrißbild lassen nur eine geringe Beeinflussung durch die Fugen erkennen (vgl. Anlage 5.10).

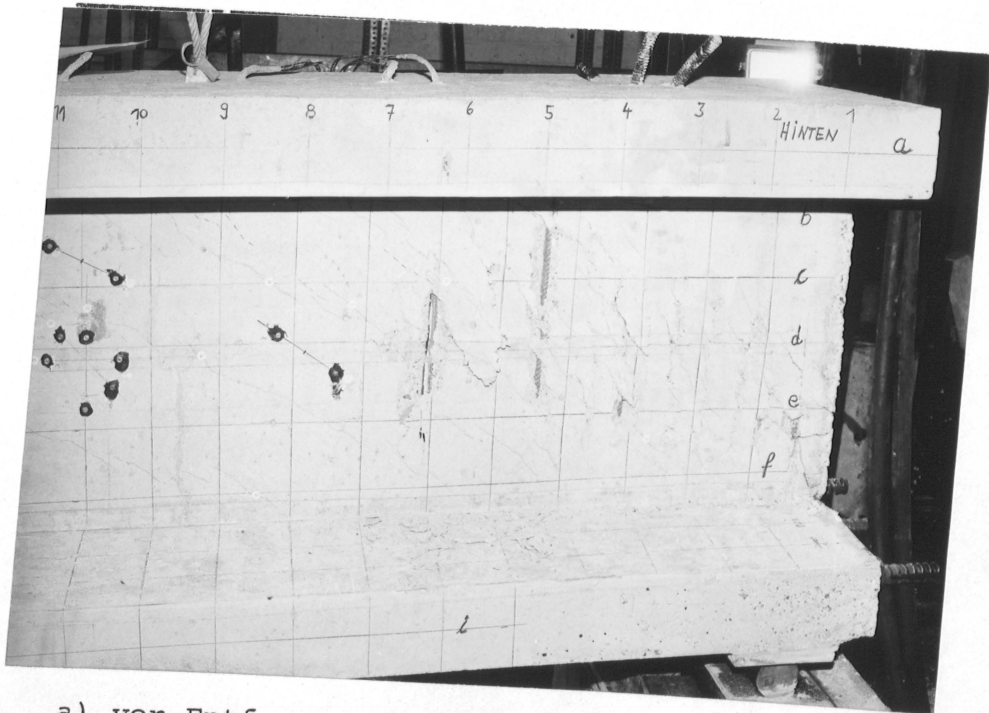
Der Versuchsbalken D6 - ausgeführt mit jeweils einer bewehrten Konsole je Segmentfuge - versagte bei einer Last von  $P_U = 900 \text{ kN}$ . Diese Bruchlast liegt deutlich unterhalb der Bruchlast des Versuchsbalkens D5, was, wie die weitere Auswertung der Versuchsergebnisse bestätigen wird, im wesentlichen auf die konzentrierte Schubkraftübertragung über die druckbeanspruchten Konsolflanken zurückgeführt werden muß. Dies kann auch bereits qualitativ anhand des in Anlage 5.11 dargestellten Rißbildes gedeutet werden, aus dem die Beeinflussung des Schubrißbildes in den Segmentfugenbereichen durch die Konsole deutlich hervortritt.

Beim Versuchsbalken D7 (glatte Fugen) trat bei einer Last von  $P_U = 850 \text{ kN}$  ein schlagartiges Abgleiten in einer Segmentfuge ein. Das in Anlage 5.12 wiedergegebene abschließende Rißbild zeigt, daß der Schubrißverlauf durch die glatten Segmentfugenflächen erheblich beeinflusst wurde; in vielen Fällen endeten die Schubrisse an den Fugen oder wurden durch die abgelenkt.

Versuchsbalken	D1	D5	D6	D7
Dekompressionsmoment $M_D$ in kNm	355	393	354	387
zug. Hauptzugspannung $\sigma_I$ in N/mm <sup>2</sup>	1,25	1,41	1,25	1,38
zul $Q_1$ in kN bei $\sigma_{Izul} = 0,8$ N/mm <sup>2</sup>	134	138	133	137
zul $Q_2$ in kN bei $\sigma_{Izul} = 1,8$ N/mm <sup>2</sup>	218	225	218	224
Auftretender ersten Schubrisse bei P (kN)	350	450	400	400
zug $\sigma_I$ in N/mm <sup>2</sup>	1,26	1,76	1,54	1,48
Auftreten der ersten Biege- risse bei P (kN)	550	600	550	500
aus Versuchsdaten errechnete Biegezugrandspannung in N/mm <sup>2</sup>	3,03	2,86	2,75	2,49
rechn. Biegezugfestigkeit nach /28/ bei				
$\tilde{c} = 0,355$ (5%-Fraktile)	2,00	2,67	2,47	2,44
$\tilde{c} = 0,455$ (Mittelwert)	2,45	3,30	3,06	3,02
$\tilde{c} = 0,557$ (95%-Fraktile)	2,94	3,95	3,65	3,60
exp. Bruchlasten $P_u$ in kN	675	1050	900	850

**Tabelle 4.1:** Versuchs- und rechnerische Vergleichsdaten der untersuchten Balken

Bei allen Balken muß das Versagen der Betondruckstreben bzw. das Abgleiten als primäre Bruchursache angesehen werden, da in keinem Fall ein Fließen der Beton- oder Spannstahlbewehrung gemessen wurde. Die Bruchbereiche aller Balken sind in den Bildern 4.1 bis 4.4 dargestellt.



a) vor Entfernen der losen Betonstücke



b) nach Entfernen der losen Betonstücke

Bild 4.1: Bruchbereich des Versuchsbalkens D1  
(monolithischer Vergleichsbalken)



Bild 4.2: Bruchbereich des Versuchsbalkens D5  
(feinprofilierte Betonverfüllfugen)

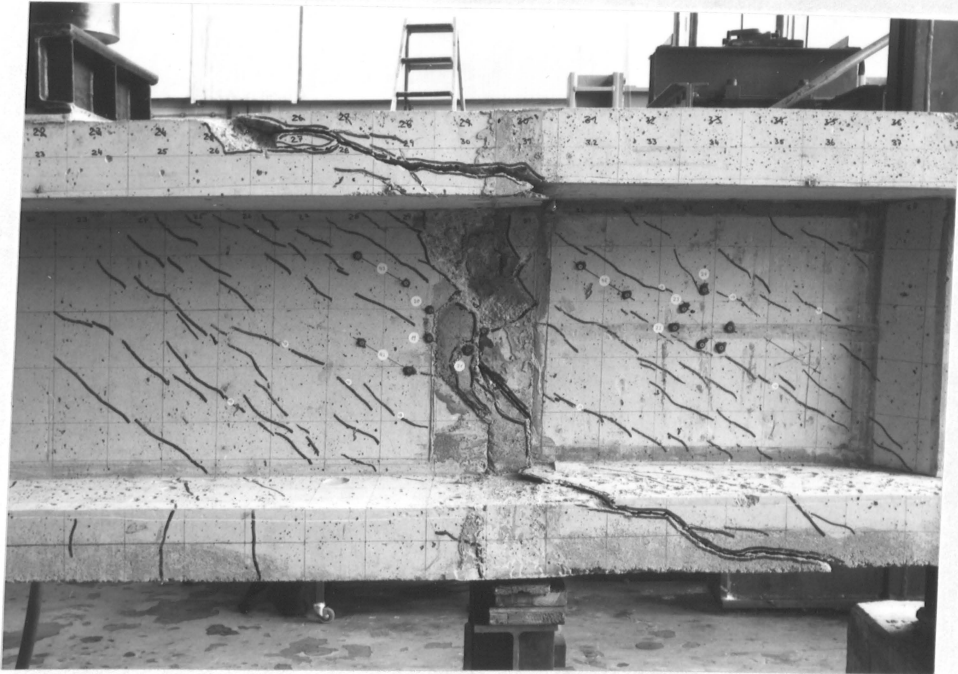


Bild 4.3: Bruchbereich des Versuchsbalkens D6  
(Anordnung einer bewehrten Konsole)



Bild 4.4: Bruchbereich des Versuchsbalkens D7  
(glatte Betonverfüllfugen)



## 5. Darstellung und Auswertung der Versuchsergebnisse

### 5.1 Allgemeines

Die im Zuge der Durchführung dieser Versuche gewonnenen Meßdaten (vgl. Abschnitt 3.1) sind in einem vom vorliegenden Bericht getrennten Anhang systematisch ausgewertet zusammengefaßt worden.

So finden sich in diesem Zusammenhang in tabellarischer und graphischer Darstellung die laststufenweise gemessenen Beton-, Bügel- und Spannstahldehnungen, die Balkendurchbiegungen sowie die ermittelten Schubrißbreiten; anhand der gemessenen Balkendurchbiegungen wurden für ausgewählte Laststufen die Biegelinien ermittelt und grafisch dargestellt.

Da verständlicherweise nicht sämtliche Versuchsdaten im Detail aufgeführt und diskutiert zu werden brauchen, um eine verallgemeinerungsfähige Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Balken zu gewinnen, werden im folgenden – auch wegen der besseren Übersichtlichkeit – nur die allgemeingültigen Erkenntnisse erläutert und anhand der Versuchsdaten belegt.

### 5.2 Balkendurchbiegungen

Die Durchbiegung der Versuchsbalken wurde mittels induktiver Weggeber an den in Anlage 3.2 dargestellten insgesamt acht Meßpunkten laststufenweise bestimmt.

Für ausgewählte Belastungsstufen sind die hierbei gemessenen Werte zu Biegelinien ausgewertet und in den Anlagen 5.1 bis 5.4 dargestellt worden.

Hierbei zeigt der Vergleich zwischen den bei gleichen Beanspruchungen vor und nach der Dauerschwellbeanspruchung gemessenen Biegelinien, daß infolge der Dauerschwellbeanspruchung bei Vernachlässigung der Kriechverformungen die Durchbiegungen z. T. erheblich anstiegen. Dies ist im wesentlichen auf die zunehmende Rißbildung und somit auf die Belastungsgeschichte zurückzuführen.

Bei der rechnerischen Kontrolle zur Interpretation der gemessenen Durchbiegungen müssen im vorliegenden Fall wegen der vorgegebenen Schubschlankheit und der hohen Querkraftbeanspruchung die Durchbiegungsanteile aus Biege- und Schubverformungen überlagert werden.

Die Balkendurchbiegungen infolge der einwirkenden Biegebeanspruchung ergeben sich für den ungerissenen Zustand I zu

$$(5.1) \quad w_{B(x)}^I = \frac{P \cdot l^3}{48 E \cdot J} (3\xi - 4\xi^3)$$

mit

$$(5.2) \quad \xi = \frac{x}{l} ; \quad x \leq \frac{l}{2}$$

woraus die Mittendurchbiegung zu

$$(5.3) \quad f_B^I = \frac{P \cdot l^3}{48 E \cdot J}$$

berechnet werden kann.

Die Schubverformungen im Zustand I ergeben sich in allgemeiner Form zu

$$(5.4) \quad w_{Q(x)}^I = \int_0^x \frac{Q_{(x)}}{K_S^I} dx$$

mit

$$(5.5) \quad K_S^I = G_b \cdot A_S = \frac{E_b}{2(1+\mu)} \cdot A_S \\ \approx 0,42 \cdot E_b \cdot A_S$$

Die Anpassung an die vorliegenden Randbedingungen liefert mit

$$(5.6) \quad Q_{(x)} = \frac{P}{2} = \text{const.}$$

die Durchbiegung infolge der Schubbeanspruchung in Balkenmitte zu

$$(5.7) \quad f_Q^I = w_{Q(x=\frac{l}{2})}^I = \int_0^{l/2} \frac{P}{0,84 E_b \cdot A_S} dx \\ = \frac{P \cdot l}{1,68 \cdot E_b \cdot A_S}$$

Das Verhältnis der Mitteldurchbiegungsanteile aus Biege- und Querkraftbeanspruchung kann somit zu

$$(5.8) \quad \alpha = \frac{f_Q^I}{f_B^I} = \frac{48 E_b \cdot J \cdot P \cdot l}{168 \cdot P \cdot l^3 \cdot E_b \cdot A_S} = 28,57 \frac{J}{A_S \cdot e^3}$$

ermittelt werden.

Nach Einsetzen der vorliegenden geometrischen Verhältnisse zeigt sich, daß die Durchbiegungen infolge der Schubbeanspruchung im reinen Zustand I (d. h. weder Biege- noch Schubrisse) immerhin 58 % der Durchbiegungen infolge der Biegebeanspruchung betragen.

Die Schubverformungen nach Zustand II ergeben sich für das prallelgurtige Fachwerk ohne Beteiligung der Gurte an der Querkraftaufnahme über

$$(5.9) \quad w_{Q(x)}^{II} = \int_0^x \frac{Q(x)}{K_S^{II}} dx$$

mit  $K_S^{II}$  gemäß /18/

$$(5.10) \quad K_S^{II} = b_0 \cdot z \cdot \frac{\mu_s \cdot E_b \cdot E_e \cdot \sin^4 \alpha \cdot \sin^4 \beta (\cot \alpha + \cot \beta)^2}{(E_b \cdot \sin^4 \beta + E_e \cdot \mu_s \cdot \sin^4 \alpha)}$$

Diese Gleichung zur Ermittlung der mittleren Schubsteifigkeit im Zustand II vernachlässigt neben dem Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen auch den Einfluß der Kornverzahnung und die Auswirkungen der Dübelwirkung der Längsstäbe.

Die Auswertung der Gleichung 5.10 und deren Vergleich mit Gleichung 5.5 zeigt, daß im Biegezustand I die Schubfestigkeit  $K_S^{II}$  i. M. auf 37 % der Schubsteifigkeit  $K_S^I$  im reinen Zustand I abfällt, ebenso sind die bei abgeschlossener Schubrißentwicklung bei den vorliegenden geometrischen Verhältnissen die Durchbiegungen infolge der Schubverformungen i. M. um 60% größer als die Durchbiegungen infolge Biegebeanspruchung unter Ansatz von Zustand I.

In den Anlagen 5.5 bis 5.8 wurden die in Balkenmitte (Meßstelle 5) gemessenen Durchbiegungen in Abhängigkeit vom Biegemoment aus äußerer Beanspruchung aufgetragen und zugleich auch die bei Annahme des reinen Zustandes I (keine Schub- und Biegerisse) bzw. unter Annahme eines Schubrißzustandes II (ausgeprägtes Schubrißbild, keine Biegerisse) rechnerisch ermittelte Beziehungen dargestellt.

Beim Versuchsbalken D1 (monolithischer Vergleichsbalken) liegen die gemessenen Last-Verformungszusammenhänge zwischen den beiden theoretischen Grenzgeraden. Mit steigender Belastung nimmt die Krümmung der experimentell gemessenen Kurve zu, was auf die fortschreitende Biegerißentwicklung zurückzuführen ist.

Beim Versuchsbalken D5 (feinprofilierte Betonverfüllfuge) zeigt sich ein ähnliches Verhalten wie beim Versuchsbalken D1 (vgl. Anlage 5.6). Auch hier liegen die gemessenen Beziehungen zwischen den beiden theoretischen Grenzgeraden; Einfluß der Fugen auf die Durchbiegungen ist nicht erkennbar.

Die experimentell ermittelten Durchbiegungen beim Versuchsbalken D6 (Anordnung je einer bewehrten Konsole) sind größer als die beim Versuchsbalken D5 gemessenen Werte und schmiegen sich stärker an die rechnerischen Beziehungen für den Schubrißzustand II an (vgl. Anlage 5.7). Hier dürfte die Art der Segmentfugenausbildung eine wesentliche Rolle spielen und ihre Auswirkung auf die Steifigkeit des gesamten Bauteils zum Tragen kommen.

Ähnliche Verhältnisse treten auch bei der Gegenüberstellung der experimentell und theoretisch ermittelten Mittendurchbiegung des Versuchsbalkens D7 (glatte Betonverfüllfugen) zutage. Auch hier reduziert die Art der Segmentfugenausbildung die Gesamtsteifigkeit des Bauteils und führt damit gegenüber sonst gleich ausgebildeten und beanspruchten monolithischen Bauteilen zu größeren Verformungen.

Zusammenfassend verdient festgehalten zu werden, daß es anhand der Gl. 5.3, 5.4 und 5.9 auf einfache Weise möglich ist, das Verformungsverhalten der untersuchten Balken zu beurteilen.

Die Gegenüberstellung der experimentell gemessenen Mittendurchbiegungen mit den zug. theoretischen Werten zeigte, daß mit zunehmender "Weichheit" der Segmentfugenbereiche auch die Gesamtsteifigkeit der untersuchten Bauteile abnahm.

### 5.3 Rißentwicklung

#### 5.3.1 Allgemeines

Bei jedem Versuchsbalken wurde laststufenweise die Entwicklung der Biege- und Schubrisse aufgezeichnet; die vollständigen Rißbilder aller vier Balken sind in den Anlagen 5.9 bis 5.12 wiedergegeben.

In diesen Anlagen sind auch - wie bereits erwähnt - die nach erfolgter Dauerschwellbeanspruchung zur Messung der Druckstrebenstauchungen zusätzlich angeordneten Setzdehnungsmeßstellen aufgeführt; ebenso sind hier die Meßpunkte angegeben, an denen das Messen der Rißbreiten erfolgte.

### 5.3.2 Erstrißlasten

In Tabelle 5.1 sind neben anderen Versuchsdaten auch die äußeren Lasten angegeben, bei denen an den Versuchsbalken die ersten Schub- bzw. Biegebrüche beobachtet wurden. Gleichzeitig sind die zugehörigen rechnerischen Hauptzug- bzw. Biegezugspannungen nach Zustand I aufgeführt.

Bedingt durch die naturgemäß große Streuung der Betonzugfestigkeit traten erste Schubbrüche zwischen der 0,99-fachen (Versuchsbalken D1) und der 1,15-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D5) auf. Die zugehörigen rechnerischen Hauptzugspannungen liegen zwischen  $1,26 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D1) und  $1,76 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D5) und liegen damit in der Größenordnung, die aufgrund der niedrigen Betongüte (B 25) erwartet werden durfte.

Die während der Versuche gegenüber der horizontalen Achse gemessenen Neigungswinkel der ersten Schubbrüche lagen zwischen  $28^\circ$  (Versuchsbalken D1) und  $32^\circ$  (Versuchsbalken D5) und waren durchweg größer als die bei Ansatz der Erstschubrißlast unter Annahme von Zustand I ermittelten rechnerischen Neigungswinkel (vgl. Tabelle 5.1).

Zwischen der 1,29-fachen (Versuchsbalken D7) und der 1,55-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D1 und D6) traten in den Zuggurten der Versuchsträger im Bereich maximaler Biegemomentenbeanspruchung erste Biegebrüche auf. Die zugehörigen rechnerischen Biegezugspannungen liegen zwischen  $2,49 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D7) und  $3,03 \text{ N/mm}^2$  (Versuchsbalken D1) und stimmen näherungsweise mit den in Begleitversuchen an

Standardprüfkörpern ermittelten Vergleichs-  
biegezugfestigkeiten überein (vgl. Tabelle  
5.1).

Dagegen blieben die anhand der Versuchsdaten  
errechneten Werte erheblich unter den theo-  
retischen Biegezugfestigkeiten, die sich unter  
Verwendung des bekannten Ansatzes von Heilmann  
/11/:

$$\begin{aligned} \beta_{bz} &= c_i \cdot \beta_w^{2/3} \\ (5.11) \quad c_{5\%} &= 0,355 \quad (5\% \text{-Fraktile}) \\ c_{\text{mittel}} &= 0,455 \quad (\text{Mittelwert}) \\ c_{95\%} &= 0,557 \quad (95\% \text{-Fraktile}) \end{aligned}$$

ergeben (vgl. Tabelle 5.1).

Diese Diskrepanz zwischen den experimentell er-  
mittelten und den theoretischen Biegezugfestig-  
keiten gemäß /11/ ist im wesentlichen darauf  
zurückzuführen, daß mit dem vorgenannten An-  
satz der Einfluß der Spannungsgradienten auf  
die Biegezugfestigkeit nur unzureichend berück-  
sichtigt wird.

Dieser Mangel wird mit dem Ansatz gemäß Gl.  
(5.12) behoben, der in /29/ im Zuge der theo-  
retischen Analyse des Riß- und Verformungs-  
verhaltens segmentärer Spannbetonkonstruktio-  
nen hergeleitet wurde und der es gestattet, den  
zusätzlichen Einfluß der Zugspannungsgradienten  
auf die Biegezugfestigkeit des Betons in Ab-  
hängigkeit vom Vorspanngrad zu berücksichtigen:

$$\begin{aligned} \beta_{bz} &= \frac{\left(1 + \frac{a}{y_u}\right) \cdot c_i \cdot \beta_w^{2/3}}{4} \\ (5.12) \quad &+ \sqrt{\left(\left(1 + \frac{a}{y_u}\right) \cdot \frac{c_i \cdot \beta_w^{2/3}}{4}\right)^2 + \frac{a}{y_u} \cdot \frac{c_i \cdot \beta_w^{2/3}}{2} \cdot \frac{N_{v,SK}}{A_i}} \end{aligned}$$



	D1	D5	D6	D7
Dekompressionslast $P_D$ IN KN	355	393	354	387
Erstschubrißlast $P_Q$ in KN	350	450	400	400
$\alpha_Q = P_Q/P_D$	0,99	1,15	1,13	1,03
zu $P_Q$ gehörige Hauptzugspannung $\sigma_I$ in N/mm <sup>2</sup>	1,26	1,76	1,54	1,48
mittlerer Neigungswinkel der Schubrisse				
a) experimentell	28°	32°	29°	31°
b) theoretisch (Zustand I)	25,7°	27,6°	27,2°	26,2°
Erstbiegeriðlast $P_B$ IN KN	550	600	550	500
$\alpha_B = P_B/P_D$	1,55	1,53	1,55	1,29
aus Versuchsdaten errechnete Biegezugfestigkeit in N/mm <sup>2</sup>	3,03	2,86	2,75	2,49
Biegezugfestigkeit aus Begleitversuchen in N/mm <sup>2</sup>	2,35	3,51	2,40	2,69
theoretische Biegezugfestigkeit nach /2/:				
$\beta_{bz,5} \%$ (5%-Faktile)	2,00	2,67	2,47	2,44
$\beta_{bz,M}$ (Mittelwert)	2,45	3,30	3,06	3,02
$\beta_{bz,95} \%$ (95%-Faktile)	2,94	3,95	3,65	3,60
theoretische Biegezugfestigkeit nach Heilmann /11/:				
$\beta_{bz,5} \%$ (5%-Fraktile)	2,87	3,87	3,58	3,50
$\beta_{bz,M}$ (Mittelwert)	3,68	4,96	4,59	4,49
$\beta_{bz,95\%}$ (95%-Fraktile)	4,50	6,07	5,61	5,50

Tabelle 5.1: Experimentelle Versuchsdaten und theoretische Vergleichswerte der geprüften Versuchsbalken

Die mit dieser Beziehung erzielten Ergebnisse sind in Tabelle 5.1 den experimentellen Biegezugfestigkeiten sowie den theoretischen Werten gemäß /11/ vergleichend gegenübergestellt.

Hierbei zeigt sich, daß mit dem erweiterten Ansatz gem. Gleichung (5.12) die experimentellen Biegezugfestigkeiten sehr viel besser angenähert werden, als mit dem Ansatz von Heilmann /11/.

Insgesamt läßt sich somit festhalten, daß

1. die rechnerischen Hauptzugspannungen bei Auftreten erster Schubrisse trotz gleicher Betongüte zwar stark streuen, stets aber im Rahmen der nach DIN 4227 Teil 1 zulässigen Werte liegen,
2. daß die am Bauteil vorhandenen Biegezugfestigkeiten vereinzelt stark von denen abweichen können, die an Vergleichskörpern gleicher Betongüte und Lagerung im Standardprüfverfahren ermittelt wurden und daß
3. eine theoretische Abschätzung zu erwartender Biegezugfestigkeiten nur dann wirklichkeitsnahe Ergebnisse erwarten läßt, wenn die Auswirkungen der Spannungsgradienten berücksichtigt werden.

### 5.3.3 Schubrißbreiten

Im Hinblick auf eine dauerhafte Gebrauchsfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen ist es nicht nur notwendig, wie in den entsprechenden DIN-Vorschriften gefordert, geeignete Maßnahmen zur Begrenzung auftretender Biegerisse zu ergreifen, sondern auch wünschenswert, Aussagen

über die Rißbreitenentwicklung auftretender Schubrisse zu erhalten, da die Gebrauchsfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen bekanntermaßen auch durch unerwünscht breite Schubrisse erheblich beeinträchtigt werden kann.

Zur Begrenzung auftretender Schubrisse sind auch deshalb besondere Maßnahmen zu ergreifen, da im Gegensatz zu Biegerissen, wo die Biegezugbewehrung in aller Regel senkrecht zur Rißrichtung verläuft, die Schubrisse von der einliegenden Schubbewehrung meist unter einem Winkel  $\alpha \leq 90^\circ$  gekreuzt werden.

Im folgenden sollen deshalb die während der Durchführung der Versuche gemessenen Schubrißbreiten ausgewertet und die daraus herleitbaren Ergebnisse diskutiert werden.

In Anlage 5.13 ist die laststufenweise Entwicklung der Schubrißbreiten anhand ausgewählter Rißbreitenmeßstellen beispielhaft aufgezeigt.

Die Erstschubrißbreiten lagen einheitlich für alle Versuchsbalken zwischen 0,02 und 0,10 mm, die jeweils gemessenen größten Schubrißbreiten betrugen zwischen 0,34 mm (Versuchsbalken D1) und 0,56 mm (Versuchsbalken D7).

In allen Fällen streuten die bei gleichen Lasten gemessenen Schubrißbreiten ungewöhnlich stark. So wurde beim Versuchsbalken D5 bei einer äußeren Last von  $P = 600 \text{ KN}$  (ca. 1,70-fache Dekompressionslast) eine minimale Schubrißbreite von 0,04 mm und eine größte Schub-

rißbreite von 0,18 mm gemessen. Beim Versuchsbalken D6 betrugen diese Werte bei gleicher äußerer Last 0,04 mm bzw. 0,42 mm; beim Versuchsbalken D7 wurde bei einer minimalen Schubrißbreite von 0,04 mm sogar ein Maximalwert von 0,56 mm gemessen.

Daß diese großen Streubreiten keine ungünstigen Nebenauswirkungen der unterschiedlich ausgebildeten Segmentfugen sind, beweisen die entsprechenden Ergebnisse, die am monolithischen Vergleichsbalken gewonnen wurden:

Bei einer Belastung von  $P = 450 \text{ KN}$  (ca. 1,27-fache Dekompressionslast) wurde die kleinste Schubrißbreite zu 0,04 mm und die größte zu 0,24 mm gemessen.

Hierbei ist allerdings zu vermerken, daß wegen des hohen Schubbewehrungsgrades und des daraus folgenden engen Bügelabstandes bei allen Versuchsbalken eine im Hinblick auf eine dauerhaft befriedigende Gebrauchsfähigkeit als zulässig anzusehende mittlere Schubrißbreite von  $w_m = 0,20 \text{ mm}$  erst deutlich oberhalb des Gebrauchslastzustandes (= Dekompressionslast) zwischen der 1,27-fachen (Versuchsbalken D1) und der 2,07-fachen Dekompressionslast (Versuchsbalken D7) gemessen wurde.

#### 5.3.4 Einfluß der Dauerschwellbeanspruchung

Während der Belastungsphase 2 wurde jeder Versuchskörper einer Dauerschwellbeanspruchung unterworfen, um i. w. die Schubrißbildung zu vervollständigen (vgl. Abschnitt 4).

In den Anlagen 5.9 bis 5.12, in denen die abschließenden Rißbilder der einzelnen Versuchsbalken wiedergegeben wurden, kann durch Vergleich der Rißbilder bei der letzten Laststufe vor und der ersten Laststufe nach erfolgter Dauerschwellbeanspruchung aufgezeigt werden, daß infolge dieser praxisüblichen Lastwechselbeanspruchungen weitere Schubrisse erzeugt wurden und sich vorhandene Risse erwartungsgemäß verlängert haben.

Bedeutend gravierender tritt der Einfluß der Dauerschwellbeanspruchung jedoch hervor, wenn die hieraus resultierenden Zunahmen der Schubrißbreiten bei gleicher äußerer Beanspruchung betrachtet werden.

Bei allen Versuchsbalken vergrößerten sich infolge der Lastwechselbeanspruchung die Breiten einzelner Risse auf mehr als das Doppelte, die mittleren Rißbreitenzunahmen lagen zwischen 20 % (Versuchsbalken D7) und 42 % (Versuchsbalken D1).

#### 5.3.5 Einfluß der Segmentfugen auf die Schubrißentwicklung

Das in Anlage 5.10 dargestellte abschließende Rißbild des Versuchsbalkens D5 (feinprofilierte Betonverfüllfugen zeigt, daß das Schubrißbild durch die Segmentfugen nur unwesentlich beeinflußt wurde. Fast alle Schubrisse kreuzten die Fugen unbeeinträchtigt und nur vereinzelt endete ein Riß in einer Fuge oder erfuhr durch diese eine Richtungsänderung.

Eine augenfällige Beeinträchtigung des Schubrißbildes wurde beim Versuchsbalken D6 (Anordnung einer bewehrten Konsole in den Segmentfugen) beobachtet (vgl. Anlage 5.11). Die Schubrisse endeten fast ausnahmslos in den Segmentfugen. Der Konsolenbereich blieb weitgehend rissefrei, was angesichts der hohen über die gedrückten Konsolflanken zu übertragenden Schubkräfte und der damit gekoppelten Querkraftbeanspruchung nur mit einer Querdehnungsbehinderung in den Segmentfugenbereichen erklärt werden kann.

Das beim Versuchsbalken D7 (glatte Betonverfüllfugen) festgestellte Schubrißbild zeigt ebenfalls den Einfluß der glatten Segmentfugenflächen auf die Schubrißentwicklung: Entweder enden die Schubrisse hier oder der Verlauf wird durch die Fugen abgelenkt (vgl. Anlage 5.12).

#### 5.4 Spannstahl- und Betonstahldehnungen

Das Messen der Spannstahldehnungen erfolgte vornehmlich deshalb, um während des Vorspannens die Spannkkräfte zu kontrollieren. Damit war gewährleistet, daß alle in der vorgedrückten Zugzone liegenden Spannglieder eine weitgehend gleichmäßige Vorspanndehnung erhielten.

Während der Versuche wurde die Zunahme der Spannstahldehnungen aus meßtechnischen Gründen gegenüber dem unbelasteten Zustand zu Versuchsbeginn registriert. Somit konnte beobachtet werden, ob und ggf. wann einzelne Spannstäbe die Fließgrenze erreichten.

Die Auswertung dieser Meßergebnisse ist exemplarisch in Anlage 5.14 dargestellt, in der für alle vier Balken die an Meßstelle 16 (mittleres Spannglied in Balkenmitte, vgl. Anlage 3.1) gemessenen Spannstahldehnungszunahmen in Abhängigkeit von der äußeren Last aufgetragen sind. Der Vergleich der jeweils im Bruchlastbereich gemessenen maximalen Spannstahldehnungen mit den in Begleitversuchen festgestellten Fließdehnungen (vgl. Tabelle 2.2) bestätigt, daß in allen Fällen das Balkenversagen eintrat, bevor die Spannstäbe ihre Fließgrenze erreichten.

Anhand der gemessenen Bügeldehnungen konnte zum einen überprüft werden, ob mit Erreichen der Bruchlasten ein Fließen der Bügelbewehrung eingetreten war. Zum anderen erlaubte die Auswertung der gemessenen mittleren Bügeldehnungen über die im Abschnitt 5.6 näher diskutierten Gleichgewichtsbetrachtungen detaillierte Angaben zum Beanspruchungszustand der Betondruckstreben unter Berücksichtigung einer eventuellen Einflußnahme aus der Art der Segmentfugenausbildung.

Die mit Erreichen der Bruchlasten gemessenen mittleren Bügeldehnungen lagen zwischen 0,76‰ (Versuchsbalken D6) und 1,22 ‰ (Versuchsbalken D5); die jeweils größten gemessenen Bügeldehnungen betrugen zwischen 1,36 ‰ (Versuchsbalken D1) und 1,76 ‰ (Versuchsbalken D5).

### 5.5 Betonverformungen

Das Messen der Betonverformungen in den Stegbereichen erfolgte über Meßrosetten (vgl. Anlage 3.2) und weiteren Setzdehnungsmeßstellen, die nach weitgehend ausgeprägtem Schubrißbild an ausgewählten Stellen parallel zur Schubrißrichtung angeordnet wurden.

Dadurch war es möglich, zusammen mit den gemessenen Bügeldehnungen unter Ansatz einzuhaltender Gleichgewichtsbedingungen Aussagen über den Einfluß der aus den Bügelzugkräften resultierenden Querkzugbeanspruchungen auf das Spannungs-Dehnungsverhalten der Betondruckstreben in den Segmentfugenbereichen zu gewinnen.

Die im Bruchlastbereich gemessenen mittleren Druckstrebenstauchungen lagen zwischen 1,03‰ (Versuchsbalken D7) und 2,27 ‰ (Versuchsbalken D5). Die an den einzelnen Versuchsbalken gemessenen größten Strebenstauchungen betrugen zwischen 1,56 ‰ (Versuchsbalken D7) und 3,07 ‰ (Versuchsbalken D2).

In Anlage 5.15 ist beispielhaft der an den Versuchsbalken an ausgewählten Meßstellen registrierte Verlauf der Betondruckstrebenstauchungen aufgetragen.



## 5.6 Analyse des Tragverhaltens

### 5.6.1 Vergleich mit geltenden Bemessungsvorschriften

Die experimentell ermittelten Bruchlasten aller vier Versuchskörper sind in Tabelle 5.2 zusammengestellt; wie bereits erwähnt, versagten sämtliche Balken infolge Stegdruckbruch.

Diesen experimentellen Werten sind die rechnerischen Ergebnisse gegenübergestellt, die sich durch Anwendung der entsprechenden Regelungen gemäß DIN 4227 Teil 1 bzw. Teil 3E sowie dem CEB/FIP-Model-Code ergeben.

Dieser Vergleich zeigt, daß die Bestimmungen nach DIN 4227 Teil 1 und Teil 3E rechnerische Bruchlasten ergeben, die zum Teil erheblich unter den tatsächlich im Versuch ermittelten Werten liegen.

Diese sehr vorsichtige Beurteilung des Schubtragverhaltens wird anhand der Ergebnisse der Versuchsbalken D6 und D7 besonders deutlich.

In beiden Fällen muß durch die Art der Fugenausführung von einer verminderten Schubtragfähigkeit ausgegangen werden, wie sie letztendlich auch durch die Versuche bestätigt wurde.

Trotzdem ergeben die für monolithische Bauteile geltenden Bestimmungen der DIN 4227 Teil 1 Traglasten, die noch deutlich unter den bei diesen Versuchen ermittelten experimentellen liegen.

Wesentlich wirklichkeitsnähere Ergebnisse wurden bei Anwendung der Vorschriften des CEB-FIP Model-Codes erzielt.

Die rechnerischen Bruchschnittgrößen der Balken D1 und D5 liegen mit 22 % bzw. 15 % noch in vertretbarem Abstand unterhalb der zug. experimentellen Werte.

Die anhand der Regelungen des CEB/FIP-Model-Code (Betrachtung als monolithische Balken) für die Versuchsbalken D6 und D7 ermittelten Traglasten stimmen recht genau mit den im Versuch festgestellten überein.

Wenn davon ausgegangen wird, daß bei sonst gleichen Verhältnissen auch die experimentellen Bruchschnittgrößen statistischen Streuungen unterliegen, muß aus diesen Ergebnissen abgeleitet werden, daß im Segmentbau bei wirtschaftlicher Gestaltung anzuwendender Bemessungsvorschriften zur Gewährleistung eines ausreichenden Sicherheitsniveaus bei Ausführung glatter Fugen oder Konsolen detailliertere Betrachtungen notwendig sind.

	D1	D5	D6	D7
experimentelle Bruchlast $P_{u, \text{exp}}$ in kN	675	1050	900	850
theoretische Bruchlast $P_{u, \text{th.}}$ in kN				
a) nach DIN 4227, Teil 1 ①	552	738	682	700
b) nach DIN 4227, Teil 3	-	-	-	-
c) nach CEB/FIP Model-Code	554	914	816	848
$\alpha_a = P_{u, \text{exp}}/P_{u, \text{th.}}, a$	1,22	1,42	1,32	1,21
$\alpha_b = P_{u, \text{exp}}/P_{u, \text{th.}}, b$	-	-	-	-
$\alpha_c = P_{u, \text{exp}}/P_{u, \text{th.}}, c$	1,22	1,15	1,10	1,00
Druckstrebenneigung im Bruchlastbereich $\alpha P_u$ ② ③	38,3°	37,1°	28,9°	34,9°
zug. Last $P$ in kN ③	625	1000	850	800
mittlere Betondruckstreben- stauchung ③ im Bruchlast- bereich in ‰	1,829	2,269	1,27	1,029
mittlere Bügeldehnung im Bruchlastbereich ③ in ‰	0,795	1,22	0,756	0,837
$\beta$ ③ ④	0,70	0,78	0,6	0,52
$Q$ ③ ⑤	0,80	0,60	0,92	0,84
D				

Tabelle 5.2: Experimentelle und theoretische Bruchkennwerte der Versuchsbalken

- ① unter der Annahme, daß die Segmentbauteile wie monolitisch nachzuweisen sind
- ② unter Auswertung der gemessenen Bügeldehnungen und Betondruckstrebenstauchungen
- ③ aus versuchstechnischen Gründen konnten die Bauteilverformungen unter Bruchlast nicht mehr gemessen werden, deshalb wurden die Meßwerte der letzten, vor Erreichen der Bruchlast gemessenen Lastufe ausgewertet
- ④ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Quersugbeanspruchung der Druckstreben aus den Bügeln
- ⑤ Beiwert der Ermittlung der effektiv wirksamen mittleren Druckstrebenfläche

#### 5.6.2 Bewertung des Tragverhaltens der Versuchsbalken

---

Die im vorangegangenen Kapitel diskutierten theoretischen Traglasten, die durch Auswertung der entsprechenden Bemessungsvorschriften in DIN 4227 Teil 1 bzw. Teil 3E sowie im CEB/FIP-Model-Code erhalten wurden, gestatten keine grundlegende Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens der untersuchten Segmentbalken, da sie die spezifischen Ausgangsparameter nicht differenziert genug berücksichtigen.

Dagegen können weitaus detailliertere Erkenntnisse gesammelt werden, wenn auf der Fachwerktheorie aufbauende Gleichgewichtsbetrachtungen unter Auswertung der jeweils gemessenen Bauteilverformungen analysiert werden.

Dies soll im folgenden für alle geprüften Versuchsbalken durchgeführt werden.

Da aus meßtechnischen Gründen die Beton- und Bügeldehnungen mit Erreichen der Bruchlast nicht mehr registriert werden konnten, beziehen sich die betrachteten experimentellen Werte stets auf die letzte vor Erreichen der Bruchlast vollständig gemessene Laststufe.

Die dabei jeweils gemessenen mittleren Betondruckstrebenstauchungen und mittleren Bügeldehnungen sind in Tabelle 5.2 zusammengefaßt.

Um das Schubtragverhalten der untersuchten Segmentbalken im Bruchlastbereich sowie den zusätzlichen Einfluß der Segmentfugen hierauf weitgehend allgemeingültig interpretieren zu können, ist es notwendig, bei Annahme der Gültigkeit der Fachwerkanalogie, anhand der gemessenen Betondruckstrebenstauchungen und Bügeldehnungen die zugeordneten Druckstreben- bzw. Bügelbeanspruchungen zu ermitteln.

Da wegen des bewußt hoch gewählten Schubbewehrungsgrades auch mit Erreichen der Bruchlast kein Fließen der Bügelbewehrung eintrat (vgl. Abschnitt 5.4) lassen sich mit den gemessenen Bügeldehnungen die Fachwerkzugstrebenkräfte  $F_z$  über

$$(5.13) \quad \sigma = \epsilon_m \cdot E_c$$

unmittelbar zu

$$(5.14) \quad F_z = \frac{\epsilon_m \cdot E_c \cdot A_{Bü} \cdot h_s}{\tan \alpha \cdot e_{Bü}}$$

angeben.

Um aus den gemessenen Betondruckstrebenstauchungen die zugeordneten Fachwerkdruckstrebenkräfte zu erhalten, müssen zwei wesentliche Gesichtspunkte beachtet werden:

Zum einen wird nach erfolgter Schubrißbildung die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons in den schubbeanspruchten Bereichen durch die - von der Bügeldehnung bewirkte - Querkzugbe-

anspruchung der Betondruckstreben erheblich beeinflusst, so daß die bekannten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton (vgl. z. B. /29/) nicht zur Auswertung der gemessenen Betondruckstrebenstauchungen herangezogen werden können.

Der Einfluß dieser Querkzugbeanspruchung auf die  $\sigma$   $\epsilon$ -Beziehungen von Beton wird im folgenden durch den Beiwert  $\beta_Q$  erfaßt.

Zum anderen muß davon ausgegangen werden, daß beim Vorliegen eines ausgeprägten Schubrißbildes die effektiv nutzbare Betondruckstrebenquerschnittsfläche wegen des stark verästelten Verlaufes der Schubrisse gegenüber der rechnerischen Querschnittsfläche, bei der diese Auswirkungen vernachlässigt werden, stark abnimmt. Ebenso ist davon auszugehen, daß in den Betondruckstreben die Dehnungsverteilung über die Betondruckstrebenquerschnittsfläche nicht konstant, sondern zu den Rißufern bzw. zu den Außenflächen hin abnimmt. Die beiden letztgenannten Einflüsse werden bei den nachfolgenden Betrachtungen durch den Beiwert  $\beta_D$  berücksichtigt.

Leonhardt, Rostásy und Koch haben in /20/ den Einfluß der Querkzugbeanspruchung auf die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung der Betonbruchstreben besonders untersucht und faßten ihre Ergebnisse u. a. in dem in Bild 5.1 wiedergegebenen Diagramm zusammen.

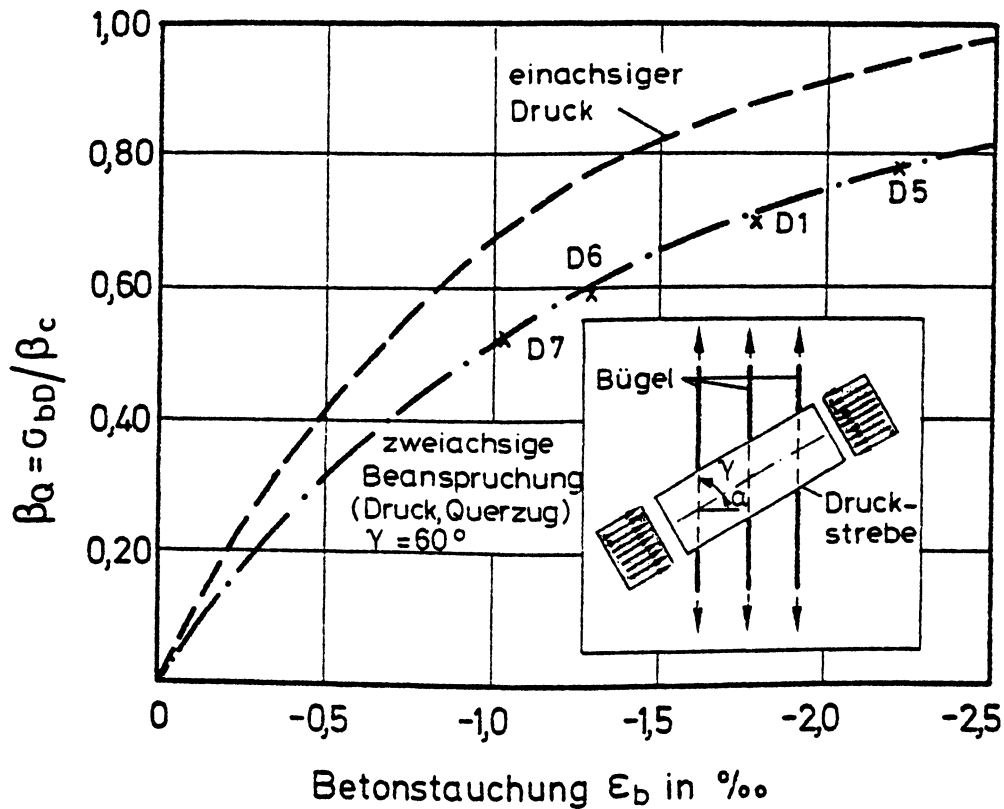


Bild 5.1.: Einfluß der Querkzugbeanspruchung aus den Bügeln auf die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Beziehung der Betondruckstreben  
(x = Versuchswerte)

Aufgetragen sind die bezogenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton infolge einachsiger Druck- bzw. zweiachsiger Druck-/Zug-Beanspruchung, wobei im hier dargestellten Beispiel der Winkel zwischen den Druckstreben und den querkzugbeanspruchenden Bügeln in Übereinstimmung mit den durchgeführten Versuchen ca.  $60^\circ$  beträgt.

Es wird deutlich, wie stark die Steifigkeit der Betondruckstreben durch eine zusätzliche Quersugbeanspruchung aus den Bügeln abnimmt. Dieser Steifigkeitsabfall steigt mit zunehmender Bügelbeanspruchung und abnehmender Druckstrebenneigung an.

Bei Verwendung dieser Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton für zweiachsige Druck-/Zugbeanspruchung ist es möglich, aus den in den Versuchen gemessenen mittleren Betondruckstrebenstauchungen die zugehörigen Druckstrebenspannungen zu berechnen.

In Bild 5.1 sind deshalb ergänzend den in den Versuchen im Bruchlastbereich gemessenen mittleren Betondruckstrebenstauchungen die entsprechenden bezogenen Betonspannungen zugeordnet.

Mit diesen Ergebnissen gelingt es nun, bei Beachtung einzuhaltender Gleichgewichtsbedingungen mit

$$(5.15) \quad D_b = \underbrace{0,85 \beta_{ws}}_{\beta_c} \cdot d \cdot h_s \cdot \beta_a \cdot \gamma_D / \cos \alpha$$

und

$$(5.16) \quad F_z = \frac{\epsilon_m \cdot E_e \cdot A_{Bü} \cdot h_s}{\tan \alpha \cdot e_{Bü}} = \frac{P}{2}$$

bzw.

$$(5.17) \quad \alpha = \arctan \left( \frac{2 \cdot \epsilon_m \cdot E_e \cdot A_{Bü} \cdot h_s}{P \cdot e_{Bü}} \right)$$

über

$$(5.18) \quad F_z = D_b \cdot \sin \alpha$$



bei Ansatz der Beiwerte  $\beta_Q$  entsprechend Bild 5.1 den Abminderungsfaktor  $\gamma_D$  zu bestimmen, mit dem die effektiv nutzbare Betondruckstrebenquerschnittsfläche ermittelt wird. Dieser ergibt sich zu

$$(5.19) \quad \gamma_D = \frac{\epsilon_m \cdot E_e \cdot A_{gü}}{\tan \alpha^2 \cdot e_{gü} \cdot 0,85 \beta_w \cdot d \cdot \beta_Q}$$

Die mit den vorab aufgeführten Gleichungen ermittelten Kennwerte  $\alpha$ ,  $\beta_Q$ ,  $\gamma_D$ , die zur Analyse des Tragverhaltens der untersuchten Segmentbalken notwendig sind, wurden in Tabelle 5.2 zusammengefaßt.

Die vorgenommenen Vergleichsrechnungen gestatten einige wesentliche Schlußfolgerungen zum Einfluß der Fugen auf das Schubtragverhalten segmentärer Spannbetonbalken.

So sind die anhand der gemessenen Daten unter Verwendung der Gleichung 5.17 für den Bruchlastbereich ermittelten Druckstrebenneigungswinkel  $\alpha$  stets größer als der mittlere Neigungswinkel der Schubrisse und ebenso größer als der Druckstrebenneigungswinkel bei Auftreten der ersten Schubrisse (vgl. Tabelle 5.1). Dies ist auch verständlich, da mit steigender äußerer Beanspruchung die Schubspannungen zunehmen, womit auch der Druckstrebenneigungswinkel ansteigt.

Des weiteren zeigt sich, daß beim Versuchsbalken D7 (glatte Fugen) der aus den Versuchsdaten für den Bruchzeitpunkt ermittelte Neigungswinkel der Betondruckstreben, bei dem ein Abgleiten in den Segmentfugen eintrat, ca.  $34,9^\circ$  betrug, der damit recht genau dem aus Versuchen an kleinen "Fugenprüfkörpern" bekannten Grenzneigungswinkel entsprach. Aus dieser Übereinstimmung darf gefolgert werden, daß die Querszugbeanspruchung der Betondruckstreben zwar den diskutierten Streifigkeitsabfall bewirkte, dieser Einfluß aber keine Auswirkungen auf die Größe des Grenzneigungswinkels der Druckstreben im glatt abgeschalteten Segmentfugenbereich hatte.

Der auf gleiche Weise beim monolithischen Vergleichsbalken D1 errechnete Neigungswinkel der Druckstreben ist deutlich größer als bei dem anderen segmentären Versuchsbalken, weil hier wegen der niedrigeren Betongüte auch ein geringerer Vorspanngrad gewählt werden mußte. Beim Versuchsbalken D6 (Konsole) war der mittlere Neigungswinkel der Betondruckstreben zum Bruchzeitpunkt sehr viel kleiner als beim Versuchsbalken D5 (feinprofilierte Fugen), woraus in Übereinstimmung mit den Versuchsbeobachtungen gefolgert werden kann, daß bei Anordnung einzelner bewehrter Konsolen wesentliche Querkraftanteile auch über Reibung über die glatten Segmentfugenflächen übertragen werden können.

Dagegen zeigten die Messungen der Konsolverformungen in guter Übereinstimmung mit den Regelungen nach DIN 4227 Teil 3E, daß die Schubtragfähigkeit eines in den Fugen mit Konsolen versehenen Segmentbalkens dann erschöpft ist, wenn im Konsolenbereich eine mittlere Betondruckspannung von etwa  $0,55 \beta_{WN}$  erreicht wird.

Diese Erkenntnis dürfte bei der Bemessung segmentärer Spannbetonbauteile für den Lastfall "Bauzustand" von Bedeutung sein, da dann das gesicherte Wirken der Reibungskräfte noch nicht vorausgesetzt werden kann und somit auftretende Querkräfte ausschließlich über die Konsolen übertragen werden müssen.

Die ebenfalls in Tabelle 5.1 aufgeführten und mit Gleichung 5.19 ermittelten Beiwerte  $\beta$ , die Aussagen über die effektiv nutzbare Betondruckstrebenquerschnittsfläche zulassen, bestätigen die vorab diskutierten Ergebnisse.

Die "aussteifende" Wirkung der Konsole beim Versuchsbalken D6 gegenüber dem Versuchsbalken D7 (glatte Fugen) äußert sich in einem größten Beiwert  $\beta$ .

Die vorab diskutierten Versuchsergebnisse lassen den Schluß zu, daß bei der Schubschlankheit der Versuchskörper im Gegensatz zu den Vermutungen von Leonhardt (z. B. /19/) der überwiegende Querkraftanteil über die Stegbereiche und nur vernachlässigbar geringe Querkraftanteile über den - geneigten - Druckgurt übertragen wurden.

#### 5.7 Tragverhalten segmentärer Spannbetonbauteile im Bereich von Preß- bzw. Betonverfüllfugen - Vergleichende Bewertung gewonnener Versuchsergebnisse

In /14/ wurde das Schubtragverhalten segmentärer Spannbetonbauteile im Bereich unterschiedlich ausgebildeter Preßfugen untersucht.

Der Vergleich der hierbei gewonnenen Erkenntnisse mit denen, die im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens erhalten wurden, läßt den Schluß zu, daß das Schubtragverhalten im Bereich von Betonverfüllfugen bei Beachtung der Regelungen in DIN 4227 Teil 3E /4/ nicht ungünstiger ist als das im Bereich sonst gleich ausgebildeter Preßfugen.

Hierbei wird allerdings vorausgesetzt, daß die Güte des Fugenfüllbetons mindestens der des Segmentbetons entspricht.

Im Gebrauchslastbereich muß zwar davon ausgegangen werden, daß Risse im unbewehrten Fugenbeton größere Breiten erreichen als die im Segmentbeton, doch ergeben sich hieraus keine Beeinträchtigungen der Gebrauchsfähigkeit. Insgesamt gesehen wird das Schubrißverhalten im Bereich von Betonverfüllfugen bei unterschiedlicher Fugenausbildung in gleicher Weise beeinflußt wie dies bei Anordnung gleich ausgebildeter Preßfugen der Fall ist; dies wird durch die gemessenen Durchbiegungen und begleitende Vergleichsrechnung unter Ansatz wirklichkeitsnaher Biege- und Schubsteifigkeiten unterstrichen.

Eine gegenüber monolithischen Vergleichsbalken reduzierte Traglast ist primär auf die Art der Segmentfugenausbildung zurückzuführen und nicht auf die Dicke der Fugen; insofern können die anhand der Versuche in /9/ abgeleiteten Erkenntnisse bestätigt werden.

## 6. Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens sollte der Einfluß der Ausbildung unbewehrter Betonverfüllfugen auf die Tragfähigkeit der schrägen Druckstreben in den Stegen segmentärer Spannbetonbauteile untersucht werden.

Dazu wurden insgesamt vier Versuchsbalken mit I-förmigem Querschnitt als Ein-Feld-Träger mit einer Einzellast in Feldmitte untersucht, wobei der Versuchsbalken D1 als monolithischer Vergleichsbalken diente. Bei den Versuchsbalken D5 bis D7 waren in den Bereichen konstanter Querkraftbeanspruchung jeweils zwei gleich ausgebildete Segmentfugen angeordnet.

Die Fugen des Versuchsbalkens D5 wurden feinprofiliert ausgeführt, die des Versuchsbalkens D7 glatt abgeschalt. Beim Versuchsbalken D6 wurden je eine bewehrte Konsole angeordnet. Die mittlere Fugendicke betrug in allen Fällen etwa 10 cm. Die statische Beanspruchung der Versuchsbalken erfolgte laststufenweise bis zum Erreichen der Bruchlast, wobei zusätzlich zur Nachahmung weitgehend praxisgerechter Gegebenheiten alle Balken im Gebrauchslastbereich einer Dauerschwellbeanspruchung unterworfen wurden. Das Versagen der Balken trat in allen Fällen durch Überschreiten der Druckstrebentragfähigkeit ein.

Während der Versuche wurden bei jeder Laststufe die Durchbiegungen der Balken, die Bügel- und Spannstahldehnungen, die Betonverformungen im Stegbereich sowie die Rißbreiten gemessen und das Rißbild aufgezeichnet.

Die Auswertung der Versuchsergebnisse, die theoretische Analyse des Tragverhaltens sowie die Kontrolle der ermittelten Bruchlasten anhand geltender Bemessungsvorschriften erlauben folgende Schlußfolgerungen:

- 1) Das Trag- und Verformungsverhalten segmentärer Balken ist im Bereich feinprofilierter Betonverfüllfugen weitgehend identisch mit dem sonst gleich ausgebildeter monolithischer Balken.
- 2) Die Druckstrebentragfähigkeit in den Fugenbereichen von Segmentbalken, deren Fugenflächen glatt abgeschalt wurden, kann unter Ansatz eines Reibungsbeiwertes

$$(5.20) \quad \mu = 0,70$$

ausreichend wirklichkeitsnah bestimmt werden.

- 3) Die Anordnung einzelner bewehrter Konsolen in den Segmentfugen führt im Vergleich zu glatten Fugenflächen zu keiner wesentlichen Festigkeitssteigerung, sondern lediglich zu Kraftumlenkung im Fugenbereich. Ungeachtet der Konsolen werden wesentliche Querkraftanteile über Reibung über die verbleibenden glatten Fugenflächen weitergeleitet.

- 4) Die Steifigkeit der Betondruckstreben in den schubbeanspruchten Bereichen wird durch die Querkzugbeanspruchung aus den Bügeln entscheidend vermindert. Dieser Einfluß darf bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betons der Druckstreben nicht unberücksichtigt bleiben, er führt aber zu keiner weiteren Schwächung der Segmentfugenbereiche.
- 5) Die Vorschriften in DIN 4227 Teil 3E (Ausgabe Oktober 1981) zum Nachweis ausreichender Fugentragfähigkeit unterschätzen die tatsächlichen Gegebenheiten z. T. beträchtlich; insbesondere ergeben sich bei Ausführung von Konsolen beträchtliche Unterschiede zwischen den tatsächlichen und den DIN-Tragfähigkeiten, da letztere den Querkraftanteil vernachlässigen, der über Reibung über die Fugen übertragen wird.

Dagegen liefern die entsprechenden Regelungen des CEB-FIP-Model-Codes Ergebnisse, die hinreichend genau mit den experimentellen Bruchlasten übereinstimmen.

LITERATURVERZEICHNIS

- / 1/ Chung, H.W.; Lui, L.M.:  
Epoxy -repaired concrete joints  
ACI-Journal, S. 264-267, June 1977
- / 2/ Chung, H.W.; Lui, L.M.:  
Epoxy-repaired concrete joints  
under dynamic loads  
ACI-Journal, S. 313-316, July 1978
- / 3/ Daschner, F.:  
Notwendige Schubbewehrung zwischen  
Betonfertigteilen und Ortbeton  
Bericht des Lehrstuhls für  
Massivbau der TU München, 1976
- / 4/ DIN 4227 Teil 3E  
Spannbeton; Bauteile in Segment-  
bauart  
Beuth Verlag GmbH, Berlin,  
Oktober 1981
- / 5/ Eibl, J.; Franke, L.; Hjorth, O.:  
Versuche mit Kunstharzmörteln  
Die Bautechnik, Heft 10, S. 348-  
354, 1972
- / 6/ Fiedler, K.:  
Versuche über den Reibungskoeffi-  
zienten in den Fugen zusamme-  
spannter Betonfertigteile  
Bauplanung-Bautechnik, Heft 3,  
S. 142 - 146, 1962
- / 7/ Finsterwalder, K.; Jungwirth, D.;  
Baumann, T.:  
Tragfähigkeit von Spannbetonbalken  
aus Fertigteilen mit Trockenfugen  
quer zur Haupttragrichtung  
Der Bauingenieur 49, Heft 1,  
S. 1 - 10, 1974



/ 8/ Franz, G.:

Versuche über die Querkraftaufnahme  
in Fugen von Spannbetonträgern aus  
Fertigteilen

Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6,  
S. 137 - 140, 1959

/ 9/ Grasser, E.; Daschner, F.:

Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen  
zwischen Betonfertigteilen,  
Heft 221 des DAfStb., S. 30 - 52  
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn,  
Berlin 1972

/10/ Guckenberger, K.; Daschner, F.;  
Kupfer, H.:

Segmentäre Spannbetonträger im  
Brückenbau  
Heft 311 des DAfStb., Verlag Wilhelm  
Ernst & Sohn, Berlin 1980

/11/ Heilmann, H. G.:

Beziehungen zwischen Zug- und  
Druckfestigkeit des Betons  
beton, Heft 2, S. 68 - 70, 1969

/12/ Kordina, K.:

Segmentbauarten, Vorschläge für  
Bemessung und Ausführung  
Vortrag auf dem Betontag 1977  
Deutscher Beton Verein e. V.

/13/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Weber, V.:

Spannbetonbauteile in Segmentbau-  
weise unter kombinierter Bean-  
spruchung aus Torsion, Biegung  
und Querkraft  
Bericht des Instituts für Baustoffe,  
Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig,  
1981

- /14/ Kordina, K.; Weber, V.:  
Einfluß der Ausbildung unbewehrter  
Preßfugen auf die Tragfähigkeit von  
schrägen Druckstreben in den Stegen  
von Segmentbauteilen  
Bericht des Instituts für Baustoffe,  
Massivbau und Brandschutz der  
Technischen Universität Braunschweig,  
1982
- /15/ Kupfer, H.:  
Kontaktfugen mit Kunststoffverklebung  
von Stahlbeton- und Spannbetonfertig-  
teilen  
- Rationalisierung von Bauverfahren,  
Tragverhalten und Bemessung -  
VDI Berichte Nr. 225, S. 7-11, 1975
- /16/ Kupfer, H.; Guckenberger K.;  
Daschner, F.:  
Versuche zum Tragverhalten von seg-  
mentären Spannbetonträgern  
- Vergleichende Auswertung für  
Epoxidharz- und Zementmörtelfugen -  
Bericht des Lehrstuhls für Massivbau  
der TU München, 1982
- /17/ Laermann, K. H.; Schorn, H.;  
Issa, S. S.:  
Spannungsoptische Untersuchungen an  
Verbundproben mit Reaktionsharzmörtel  
als Verbindungsmittel  
Materialprüfung, Heft 7, S. 251-256,  
1978
- /18/ Lampert, D.:  
Bruchwiderstand von Stahlbetonbalken  
unter Torsion und Biegung  
Dissertation Nr. 4445, ETH Zürich,  
1970
- /19/ Leonhardt, F.:  
Vorlesungen über Massivbau, Teil 4  
Springer-Verlag 1976

- /20/ Leonhardt, F.; Koch, R.;  
Rostásy, F. S.:  
Schubversuche an Spannbetonträgern  
Heft 227 des DAfStb., Verlag Wilhelm  
Ernst & Sohn, Berlin 1973
- /21/ Müller, H.:  
Kraftschlüssige Mörtelverbindungen  
beim Bauen mit Betonfertigteilen  
beton, Heft 11, S. 454, 1977
- /22/ Poschet, G.; Götze, H.:  
Untersuchung der Festigkeit von Kleb-  
stoffverbindungen aus Epoxid- und  
Polyesterharzen mit Beton in Abhängig-  
keit von verschiedenen Lagerungs- bzw.  
Alterungsbedingungen  
Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 1,  
S. 23 - 29, 1973
- /23/ Schorn, H.:  
Langzeitverhalten von Epoxidharzen im  
Betonbau  
Bericht Nr. F 66 des Instituts für  
Bauforschung der RWTH Aachen, 1978
- /24/ Schutz, R. J.:  
Epoxy adhesives in prestressed and  
precast concrete bridge construction  
ACI-Journal, March 1976, S. 155-159
- /25/ Springenschmidt, R.:  
Ermittlung der Schubmodul-Tempera-  
turabhängigkeit eines Epoxidharz-  
klebers  
Untersuchungsbericht Nr. 7706 des  
Lehrstuhls für Baustoffkunde und  
Werkstoffprüfung der TU München,  
1977
- /26/ Stöckl, S.; Neuner:  
Langzeitmessungen an einer Klebefuge  
Mitteilung des Lehrstuhls für Massiv-  
bau der TU München, 1977

- /27/ Sun, P. F.; Nawy, E. G.;  
Sauer, J. A.:

Properties of epoxy-cement concrete  
systems

ACI Journal, S. 608-613, November 1975

- /28/ Teutsch, M.:

Trag- und Verformungsverhalten von Stahl-  
beton- und Spannbetonbalken mit recht-  
eckigem Querschnitt unter kombinierter  
Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und  
Torsion,

Dissertation, Heft 41 der Schriftenreihe  
des Instituts für Baustoffe, Massivbau  
und Brandschutz der Technischen Univer-  
sität Braunschweig, 1979

- /29/ Weber, V.:

Untersuchung des Riß- und Verformungs-  
verhaltens segmentärer Spannbetonbau-  
teile

Dissertation, Heft 53 der Schriftenreihe  
des Instituts für Baustoffe, Massivbau  
und Brandschutz der Technischen Univer-  
sität Braunschweig, 1982

- /30/ Zelger, C.; Daschner, F.:

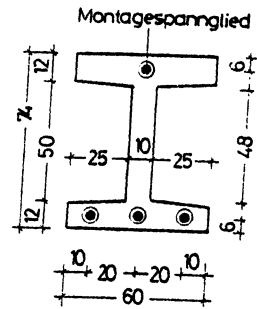
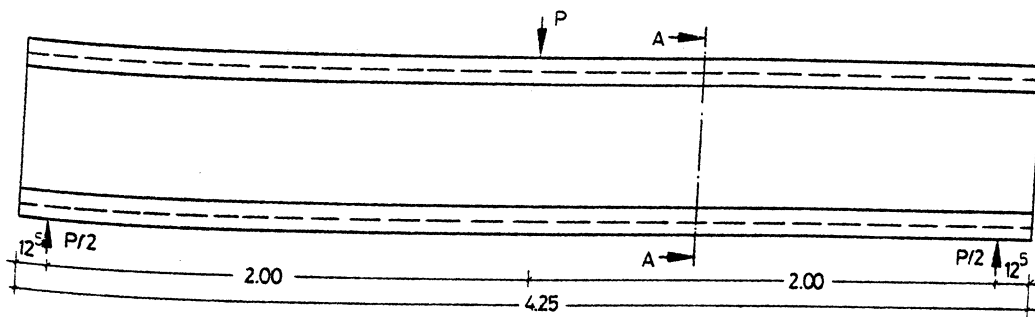
Ermittlung der Druckfestigkeit von Beton-  
körpern mit gegenüber der Belastungsrich-  
tung geneigter Klebefuge

Untersuchungsbericht Nr. 1420/Da/Pa des  
Materialprüfungsamtes der TU München  
vom 25.06.1974 (Labor-Nr. 967)

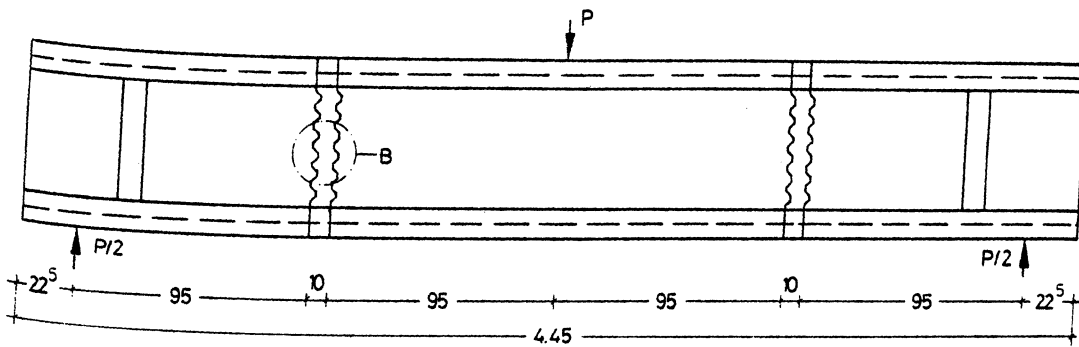
- /31/ Zelger, C.; Rüschi, H.:

Der Einfluß von Fugen auf die Festig-  
keit von Fertigteilschalen

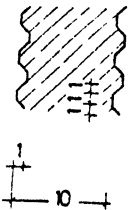
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10,  
S. 234-237, 1961



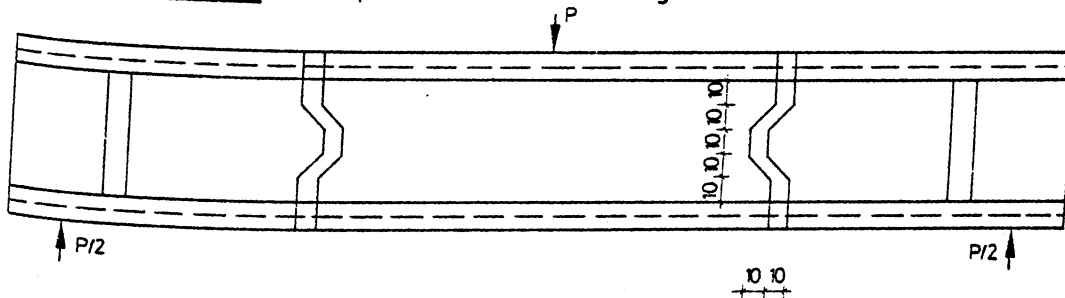
Schnitt A-A



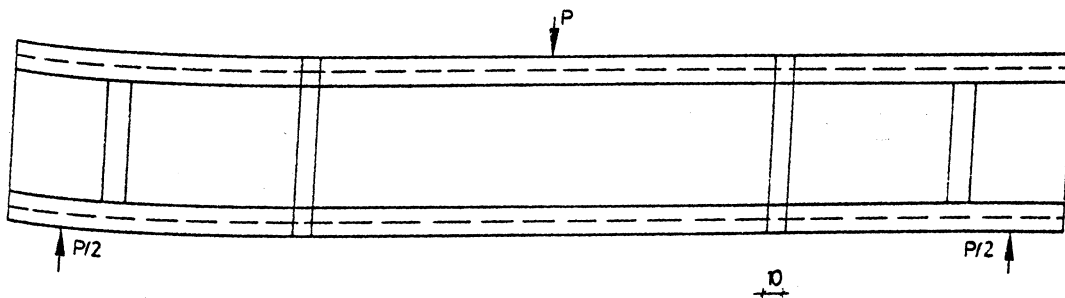
Detail B



Versuchsbalken D5 : feinprofilierter Betonverfüllfuge



Versuchsbalken D6 : Betonverfüllfugen mit Konsolen

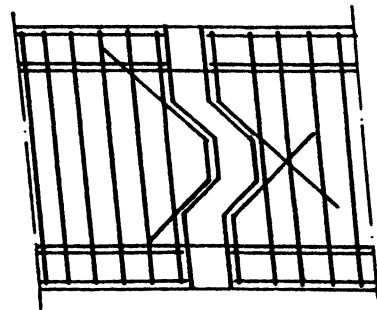
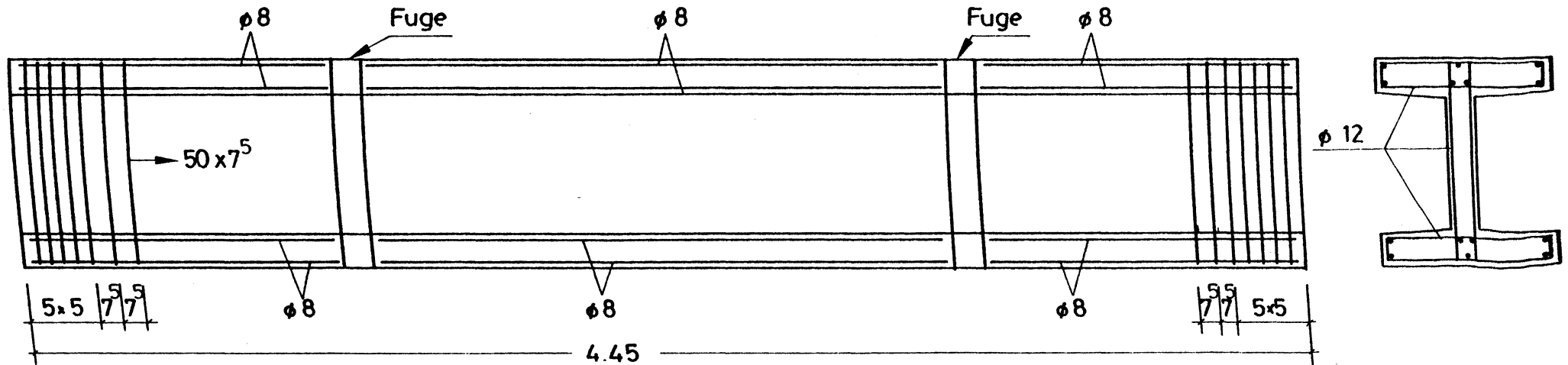


Versuchsbalken D7 : glatte Betonverfüllfugen

Beton : B 25

Spannstahl :  $\phi 26,5$  mm Gewindestahl  
St 835 / 1050

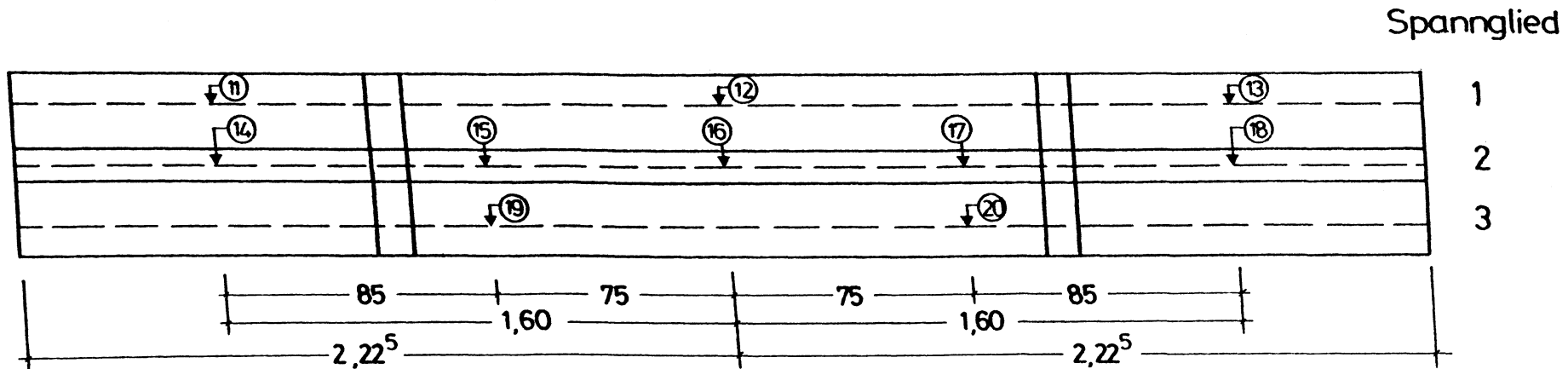
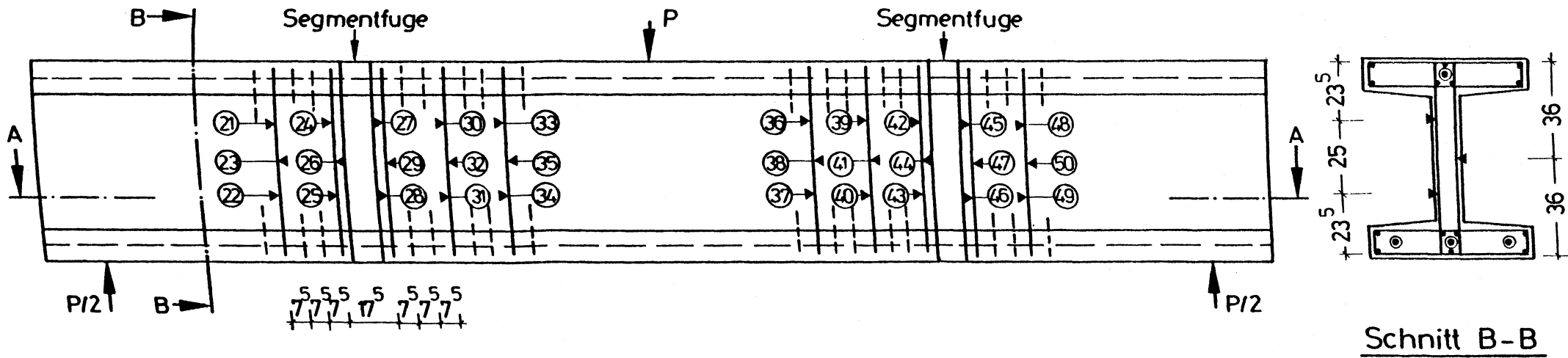
Anlage 2.1 : Ausbildung der Versuchsbalken , Versuchskörperabmessungen ,  
Spanngliedlage , Fugenausbildung



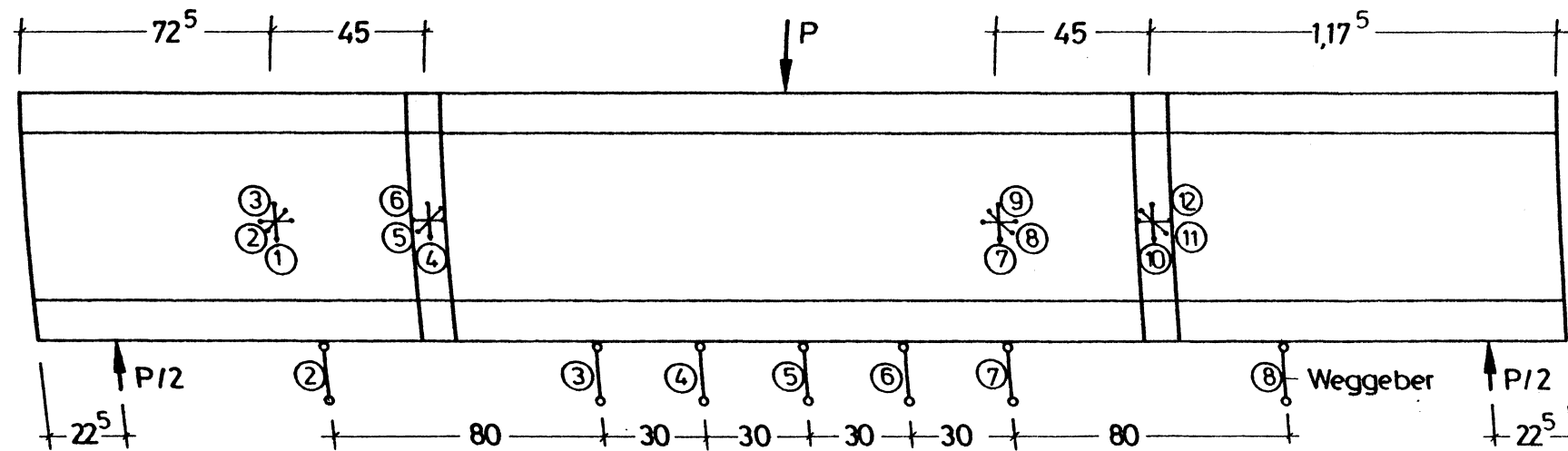
Beton : B 25  
 Betonstahl : BSt 420/500  
 Spannstahl : St 835 / 1030

Detail : Bewehrung des Versuchsbalkens D 6  
 im Fugenbereich (Konsole)

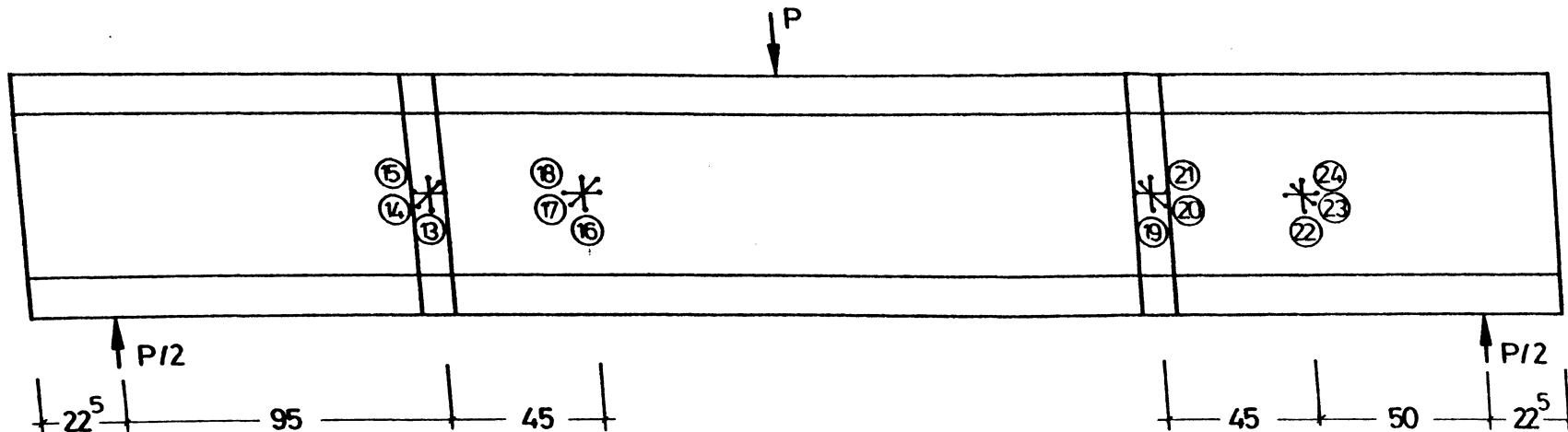
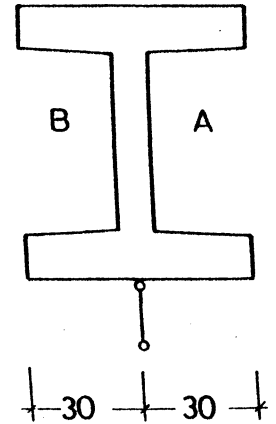
## Anlage 2.2 : Anordnung der Betonstahlbewehrung bei den Versuchsbalken



## Anlage 3.1: Lage und Bezeichnung der Meßstellen an Bügel und Spannglieder



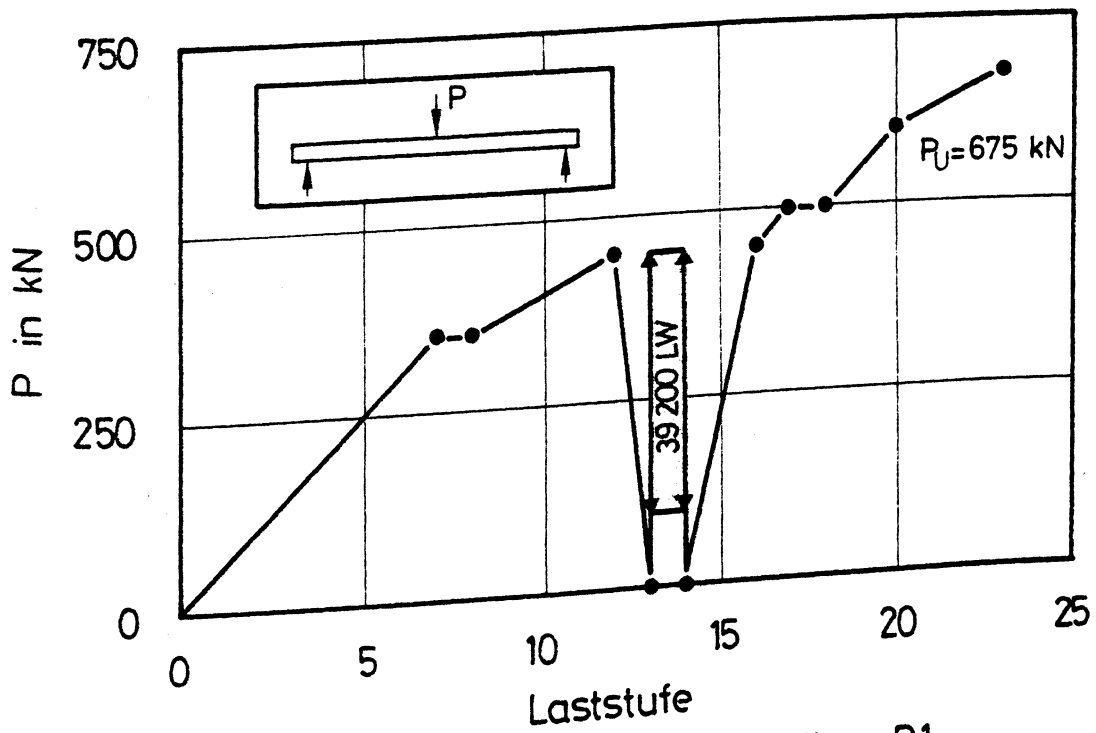
Ansicht A



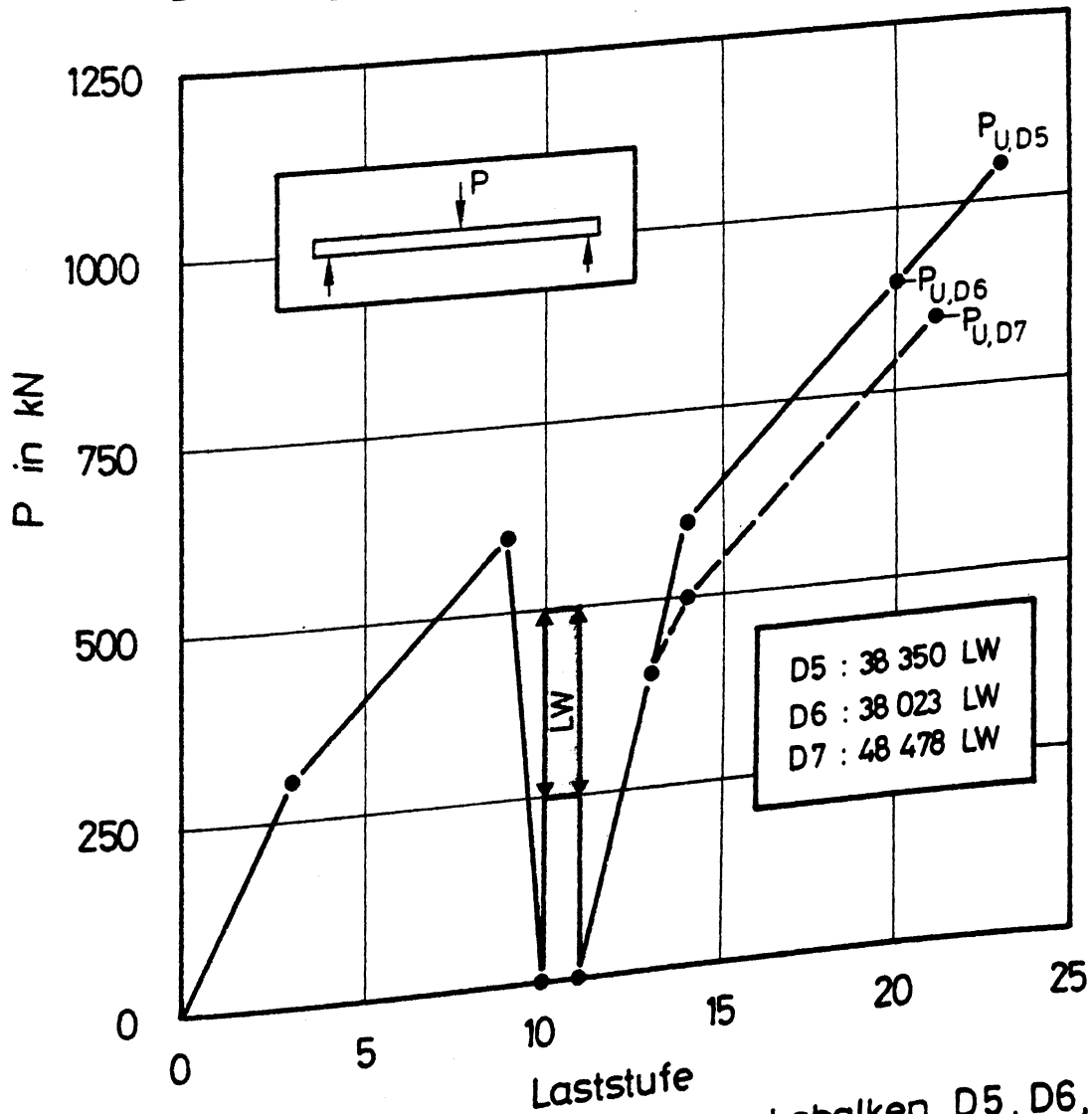
Ansicht B

## Anlage 3.2 Anordnung und Bezeichnung der Setzdehnungsmeßstellen (SDM) und der Weggeber



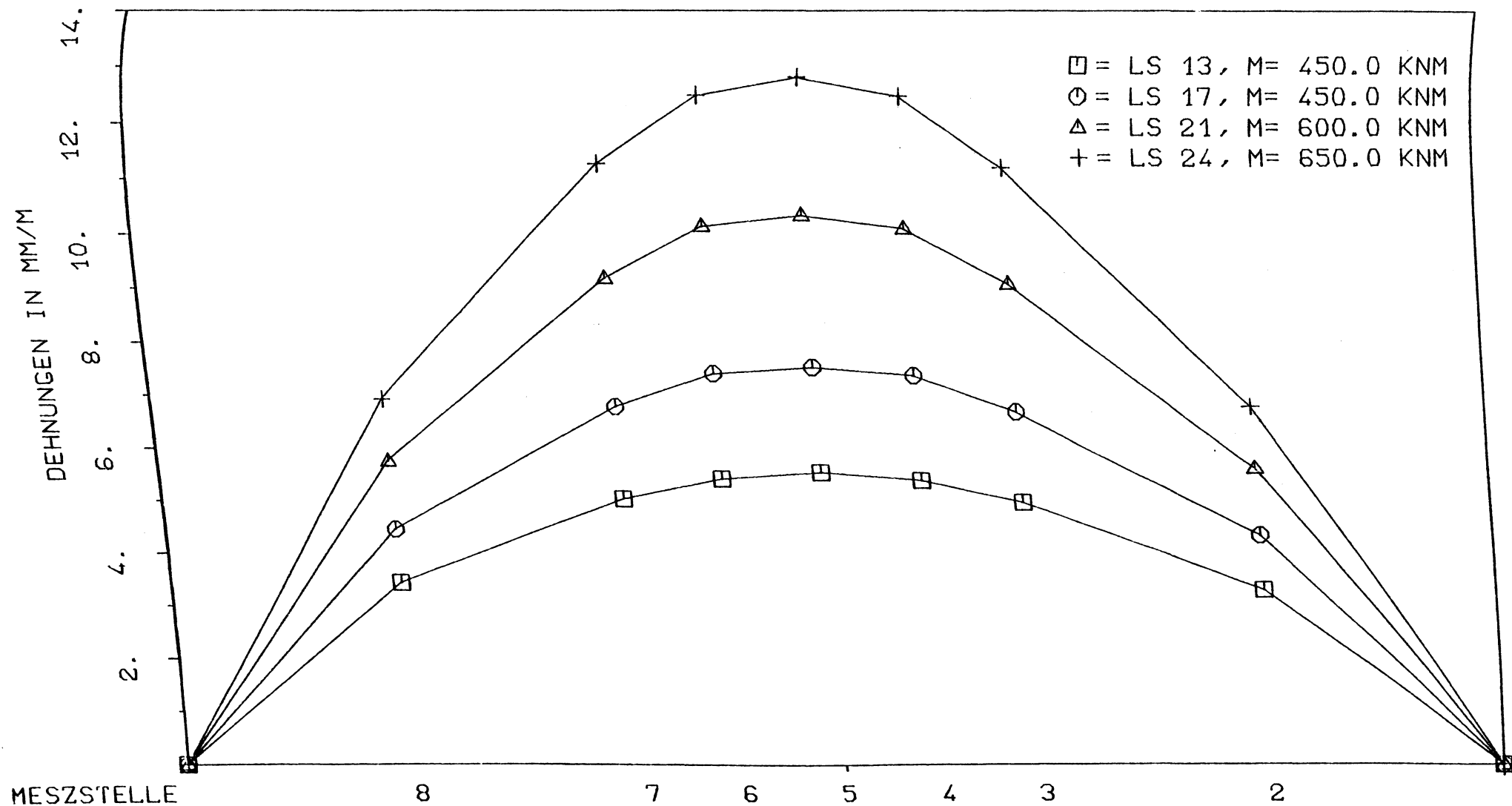


Belastungsfolge beim Versuchsbalken D1

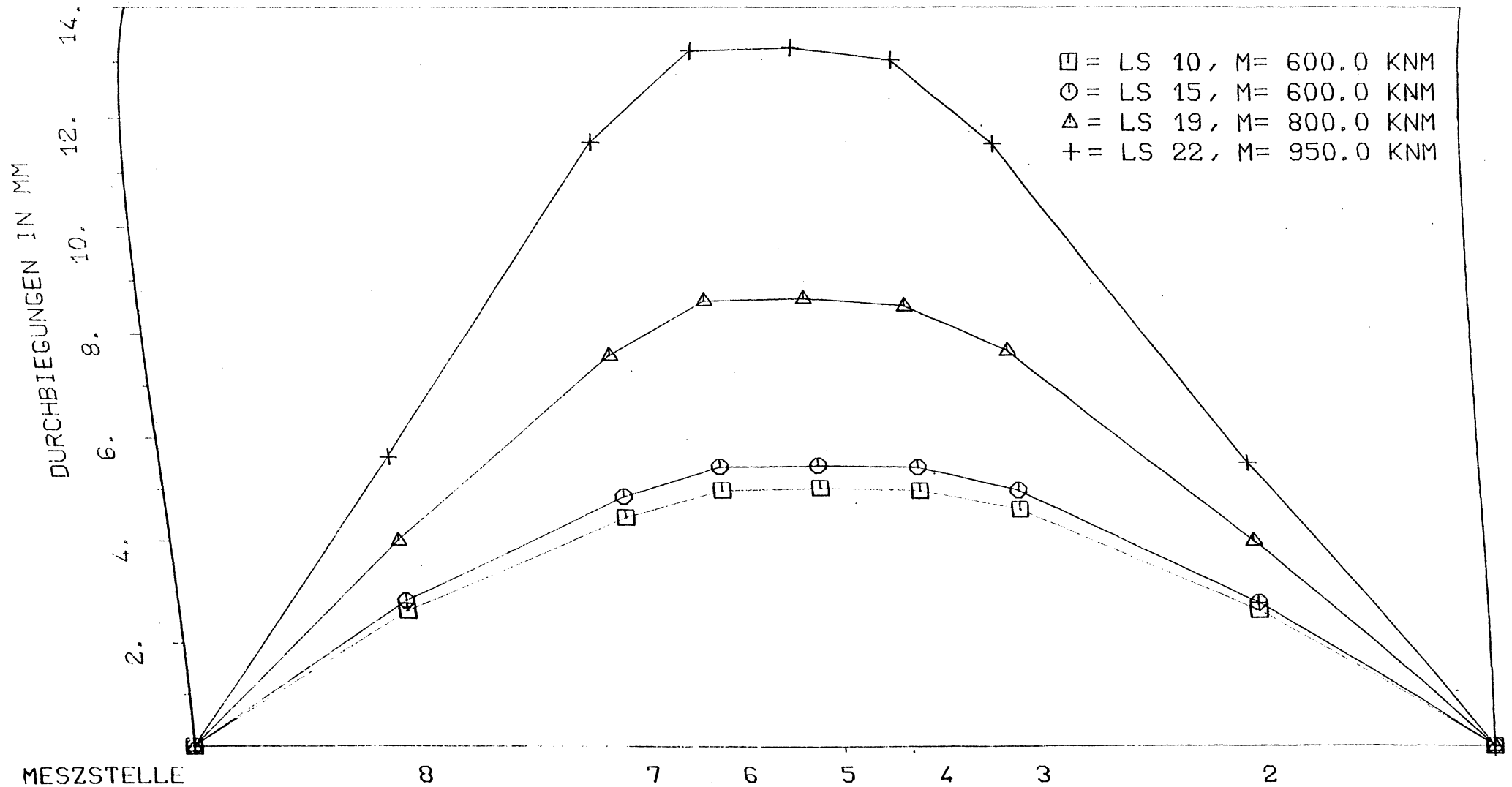


Belastungsfolge bei den Versuchsbalken D5, D6, D7

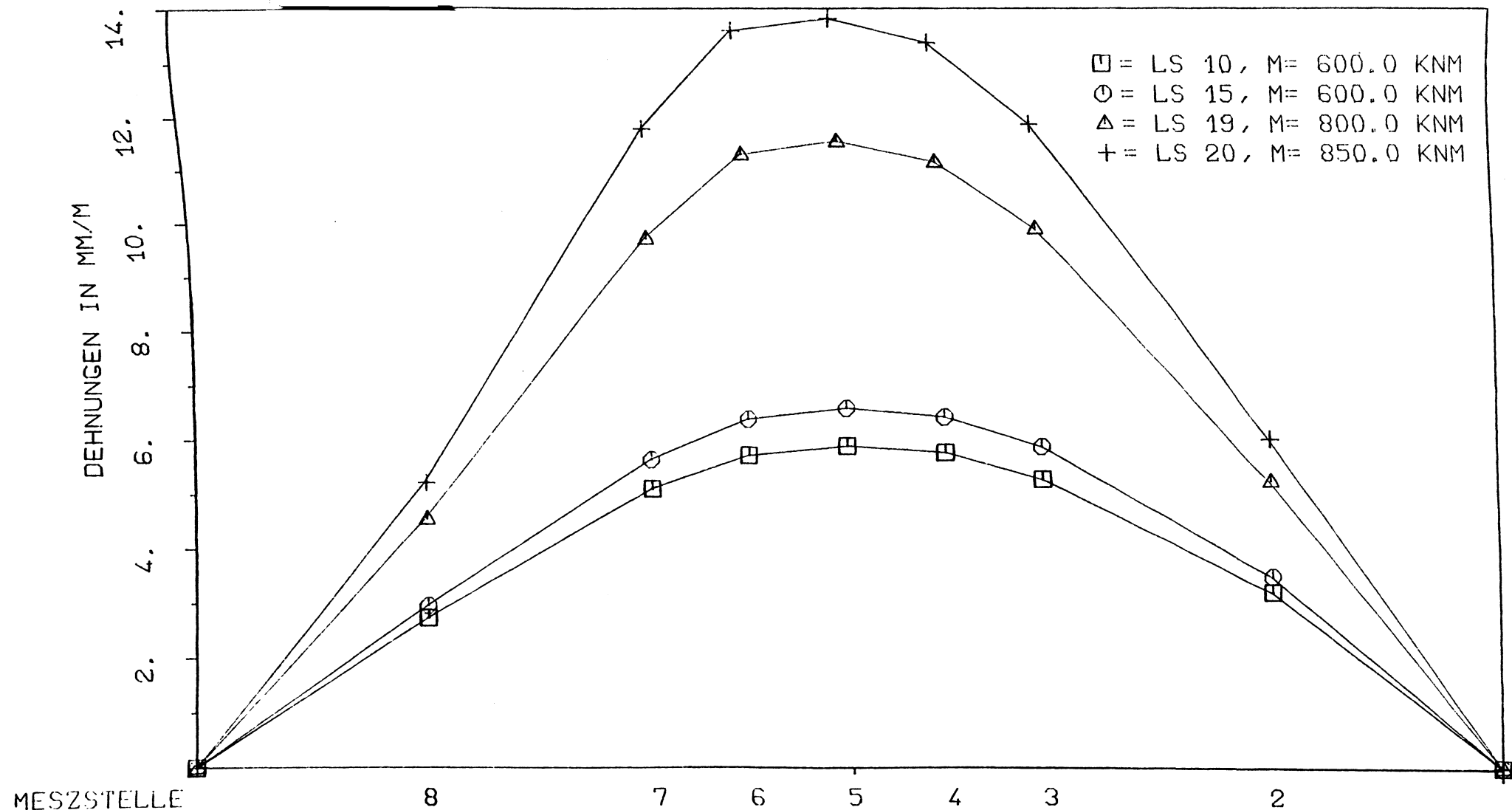
## Anlage 4.1 : Belastungsplan der Versuchsbalken



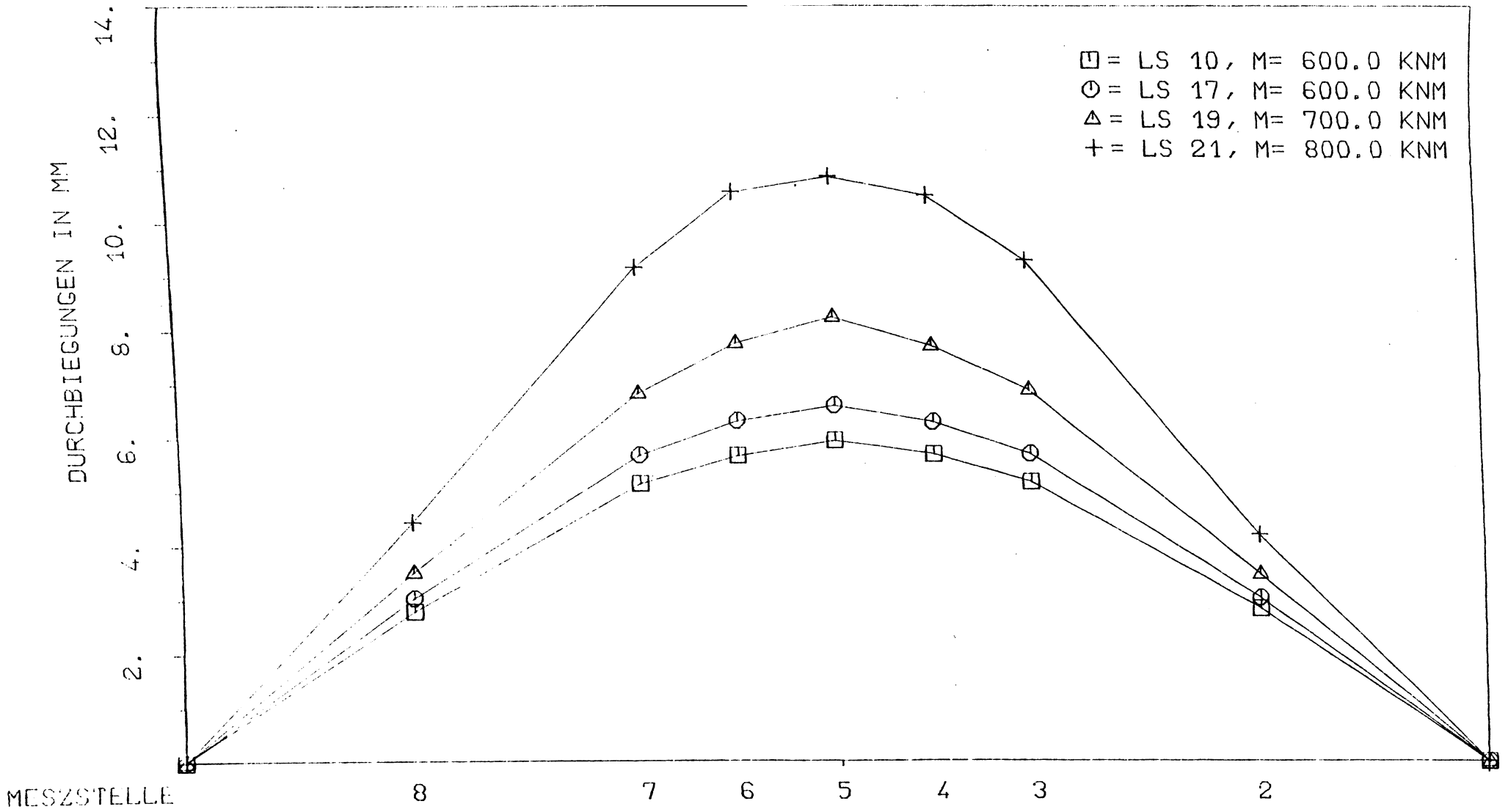
VERSUCHSBALKEN D1  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GLATT



VERSUCHSBALKEN D5  
 B25 BST 420/500  
 ST825/1030 GEWINDESTAHL



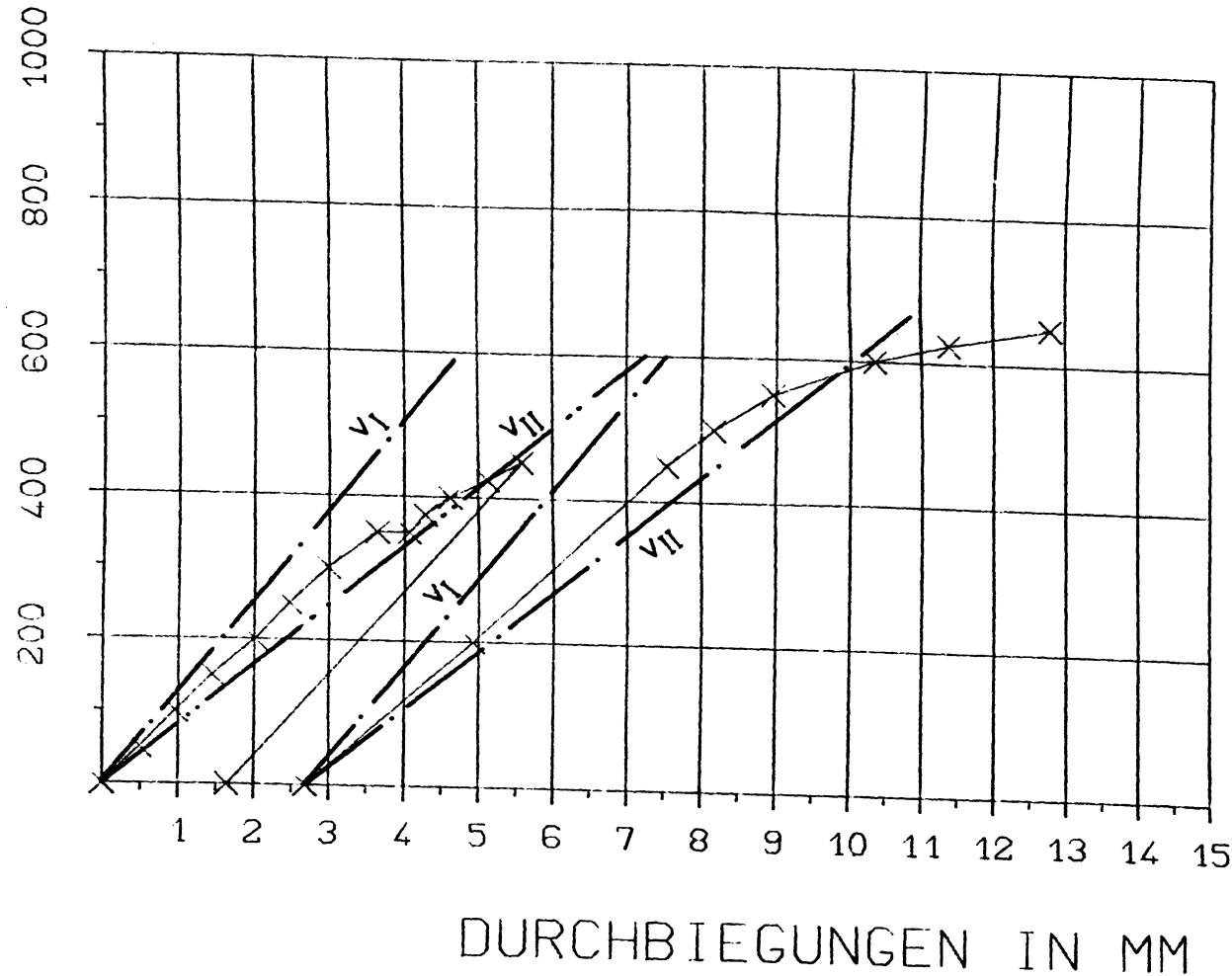
VERSUCHSBALKEN DG  
 B25 BBT 420/500  
 ST825/1030 CLATT



VERSUCHSBALKEN D7  
B25 BST 420/500  
S4825/1030 GEWINDESTAHL

x = MESZSTELLE

BIEGEMOMENT M IN KNM

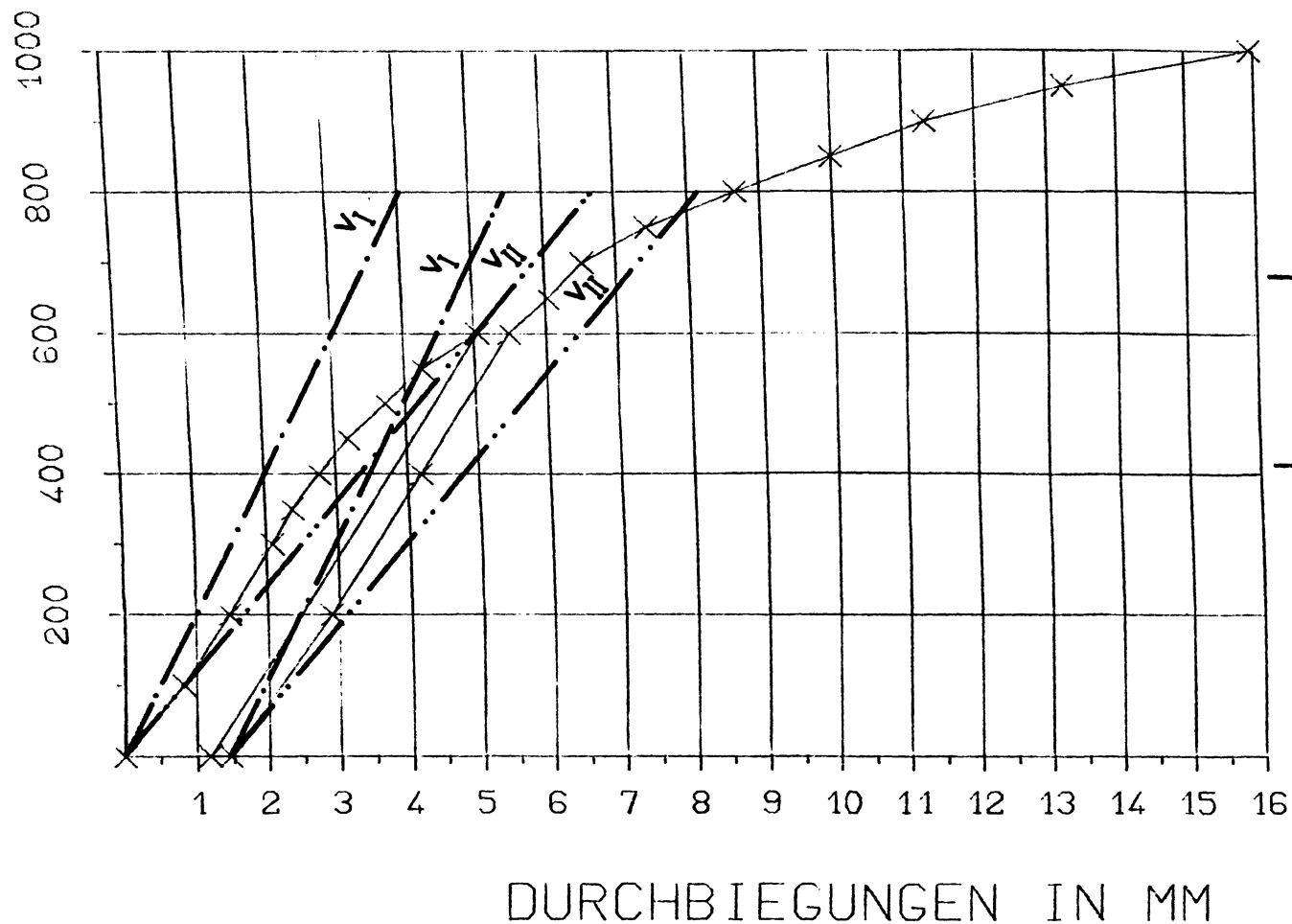


— · —  $v_I$ : rechnerische Durchbiegungen nach Zustand I

— · · —  $v_{II}$ : rechnerische Durchbiegungen nach Biegezustand I

VERSUCHSBALKEN D1  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GEWINDESTAHL

x = MESZSTELLE 5



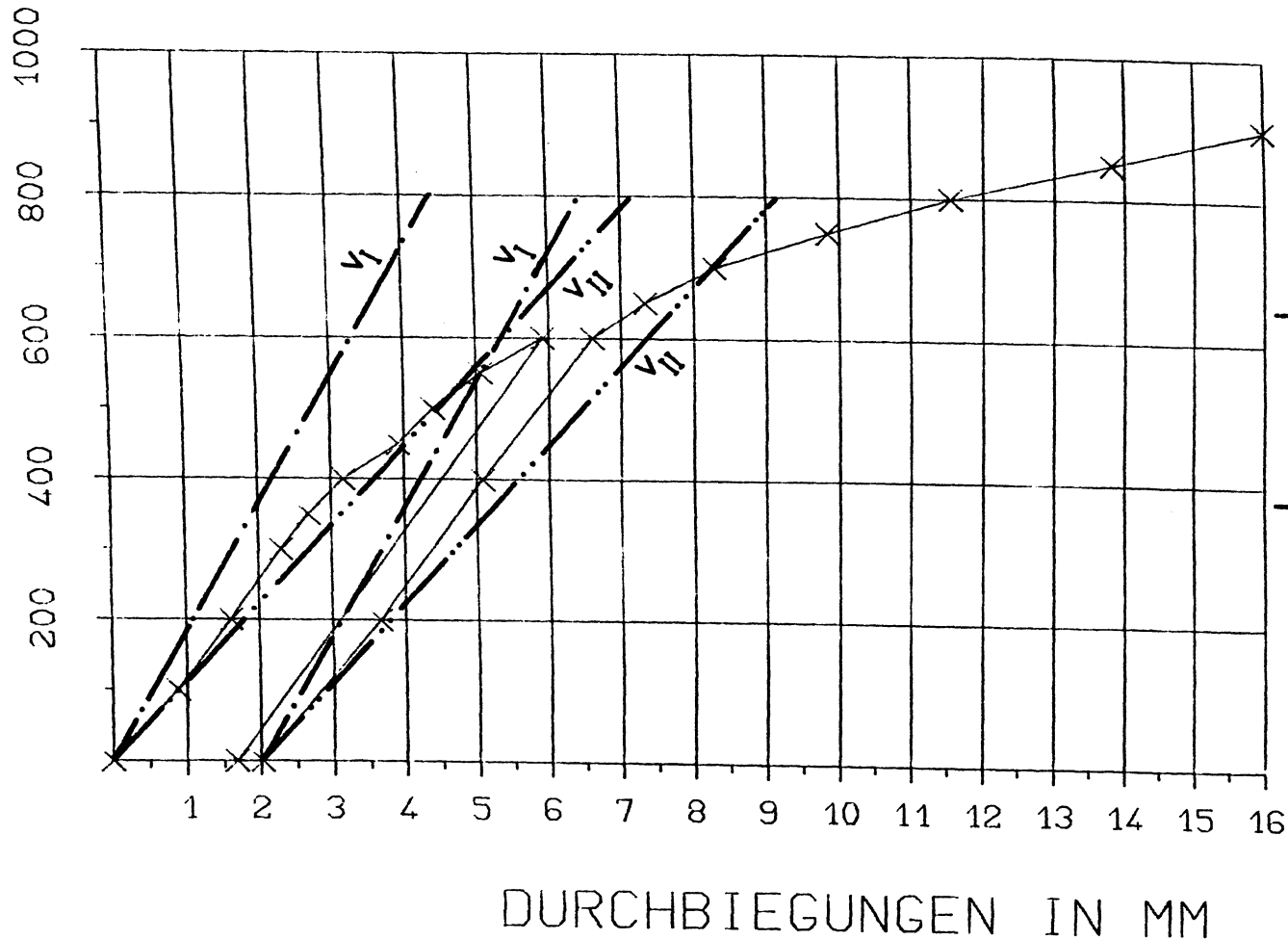
---  $v_I$ : rechnerische Durchbiegungen nach Zustand I

- · -  $v_{II}$ : rechnerische Durchbiegungen nach Biegezustand I

VERSUCHSBALKEN D5  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GEWINDESTAHL

BIEGEMOMENT M IN KNM

x = MESZSTELLE 5



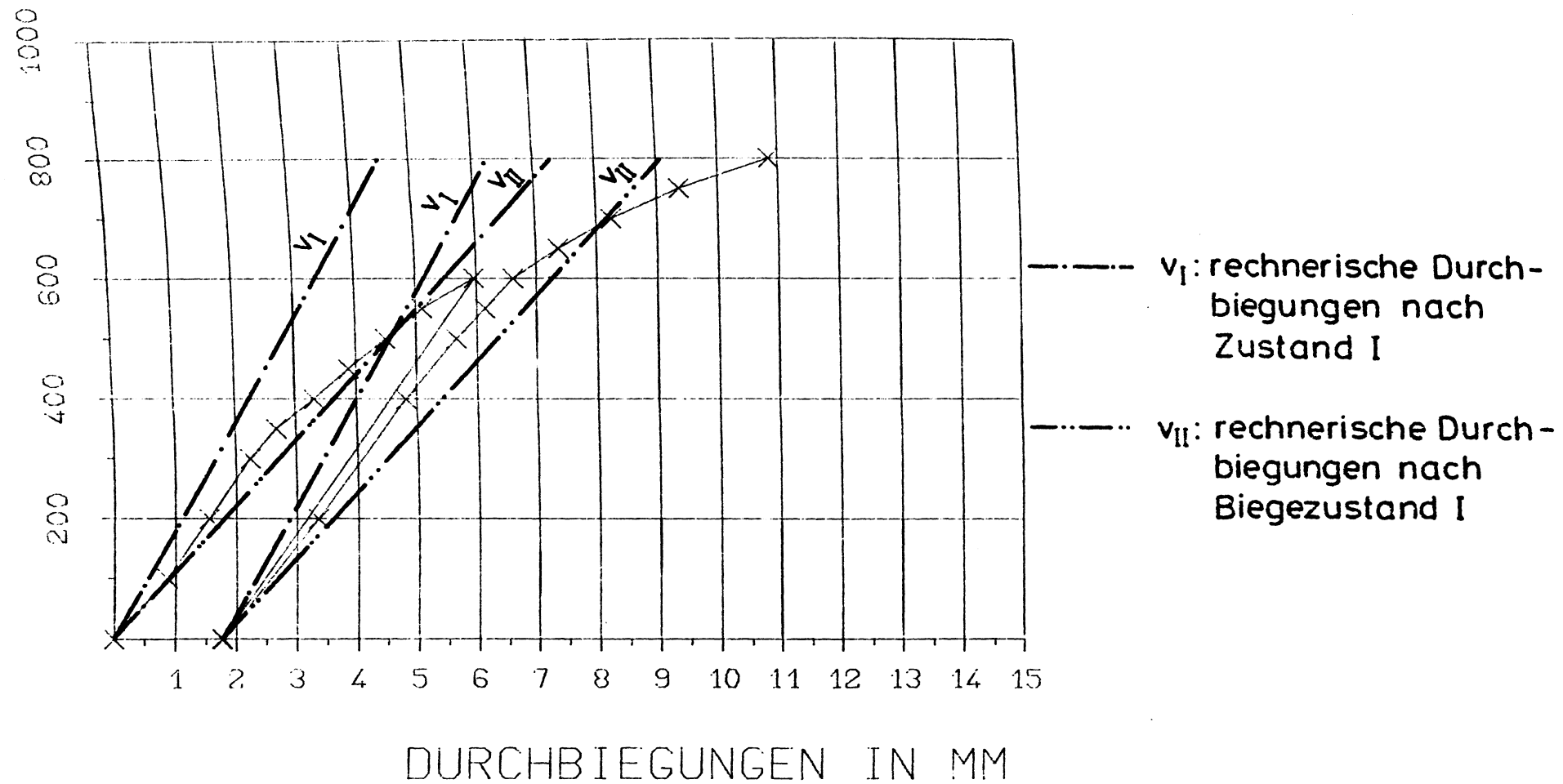
VERSUCHSBALKEN D6

B25 BST 420/500

ST825/1030 GEWINDESTAHL



x = MESZSTELLE 5



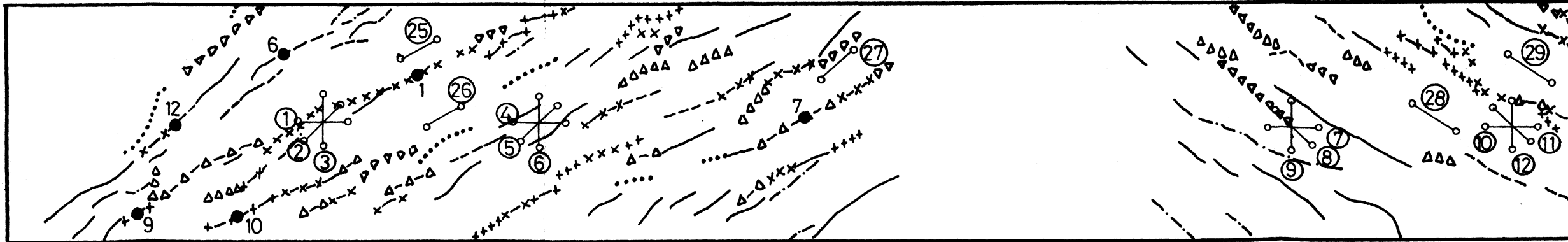
VERSUCHSBALKEN D7

B25 BST 420/500

ST825/1030 GEWINDESTAHL

# Ansichtsfläche

①



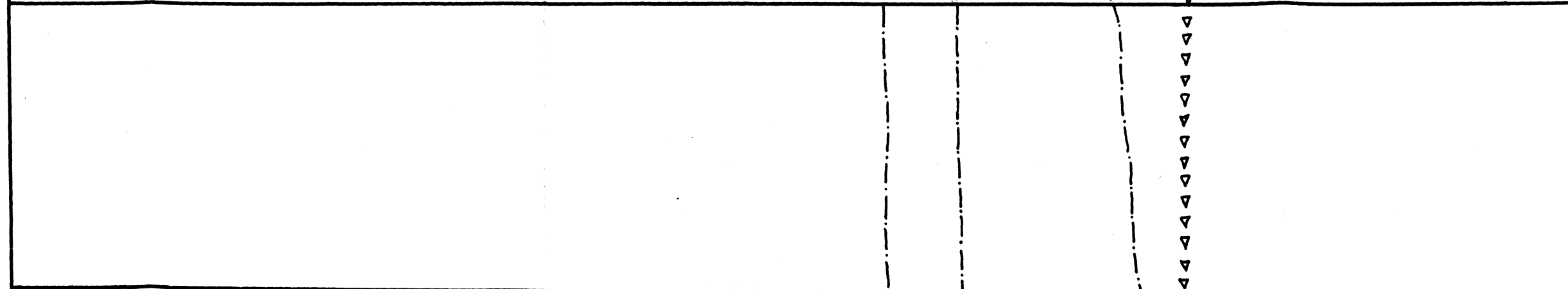
②



③



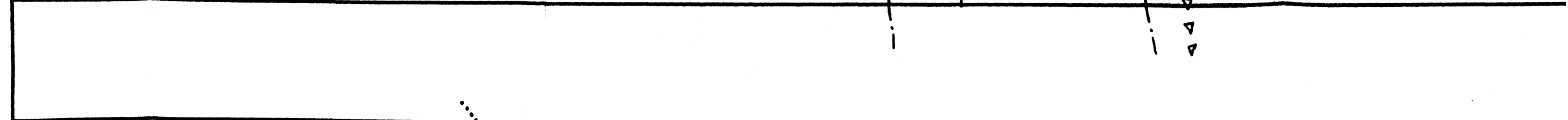
④



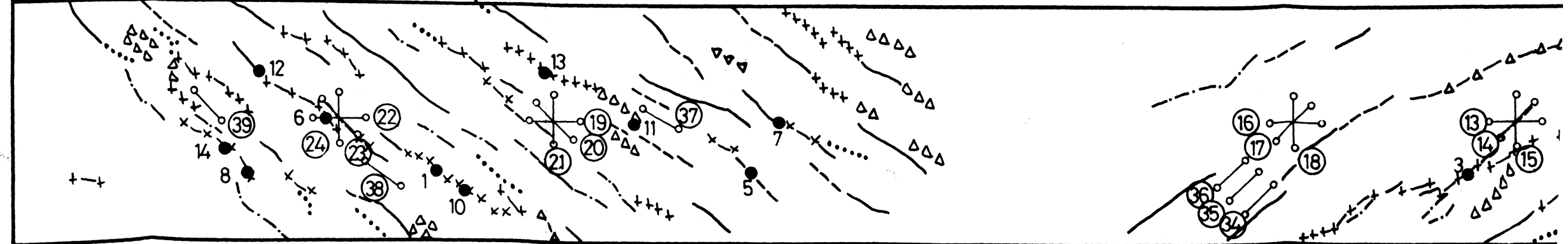
⑤



⑥



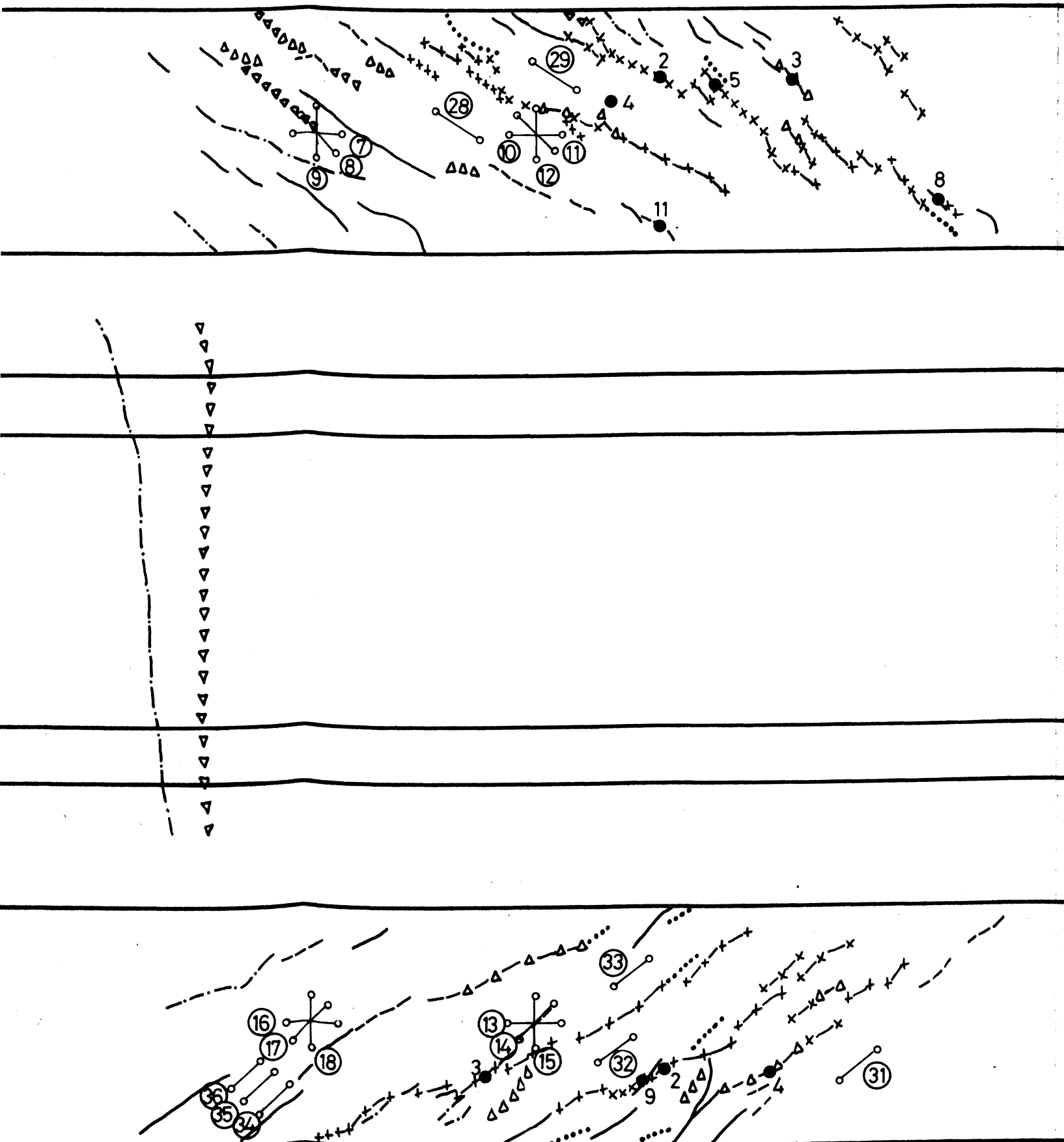
⑦



Versuchsbalken D 1

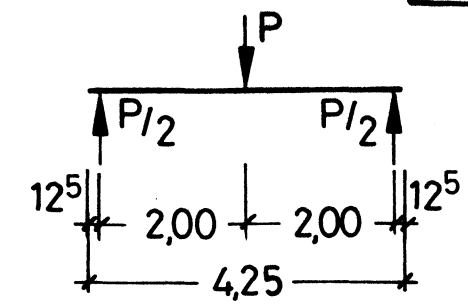
B 25, Spannstahl St 835/1030,  $\phi$  26,5mm Gewindestahl

Entwicklung des Biege- und Schubrißbildes

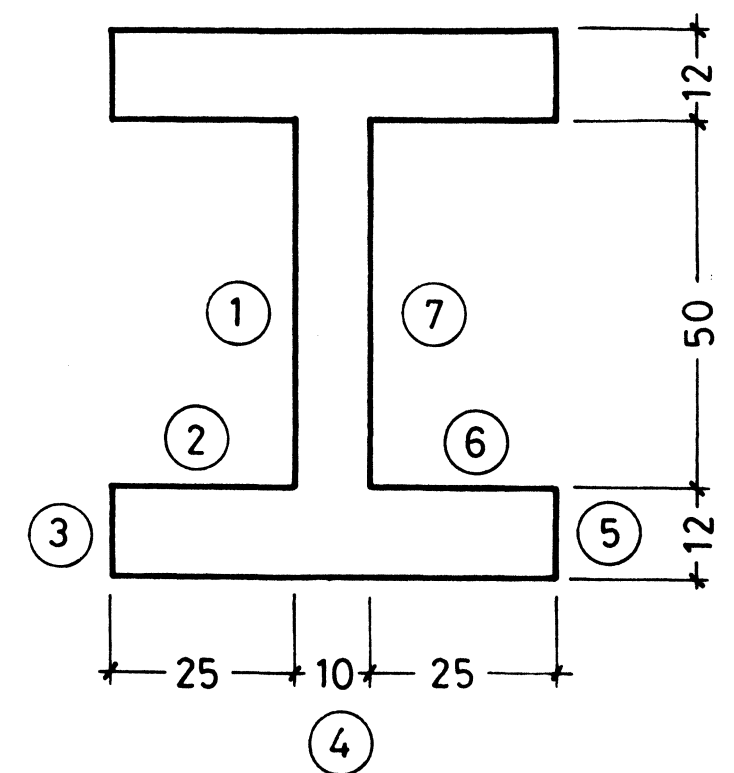


des Biege- und Schubrißbildes

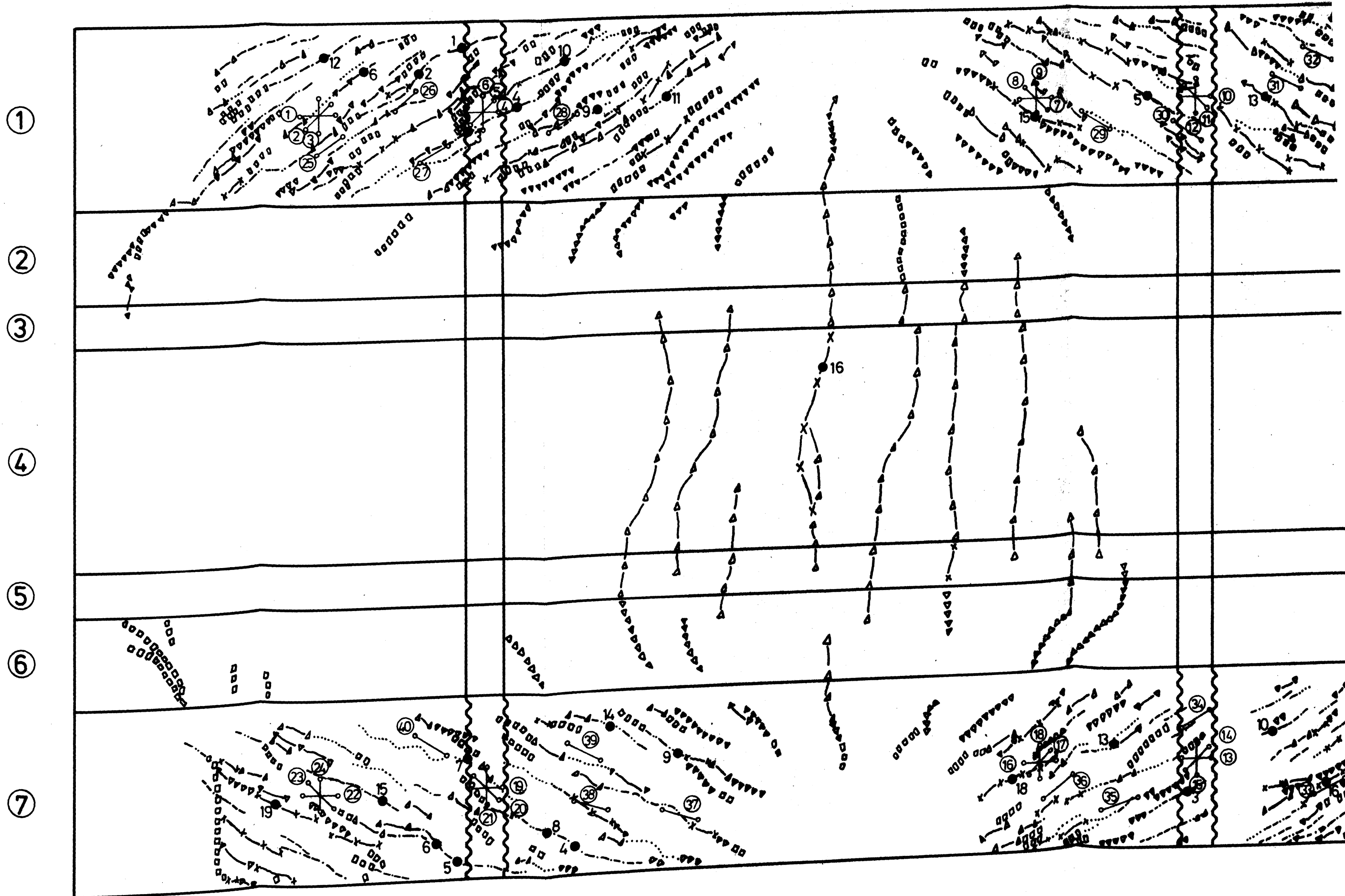
0 10 20 30 40 50 cm



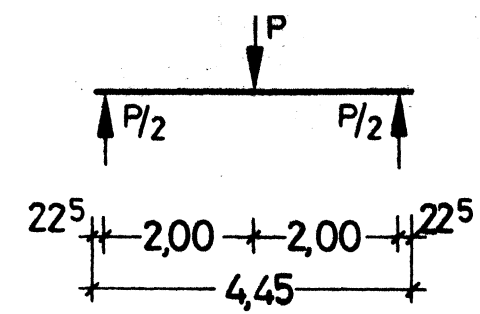
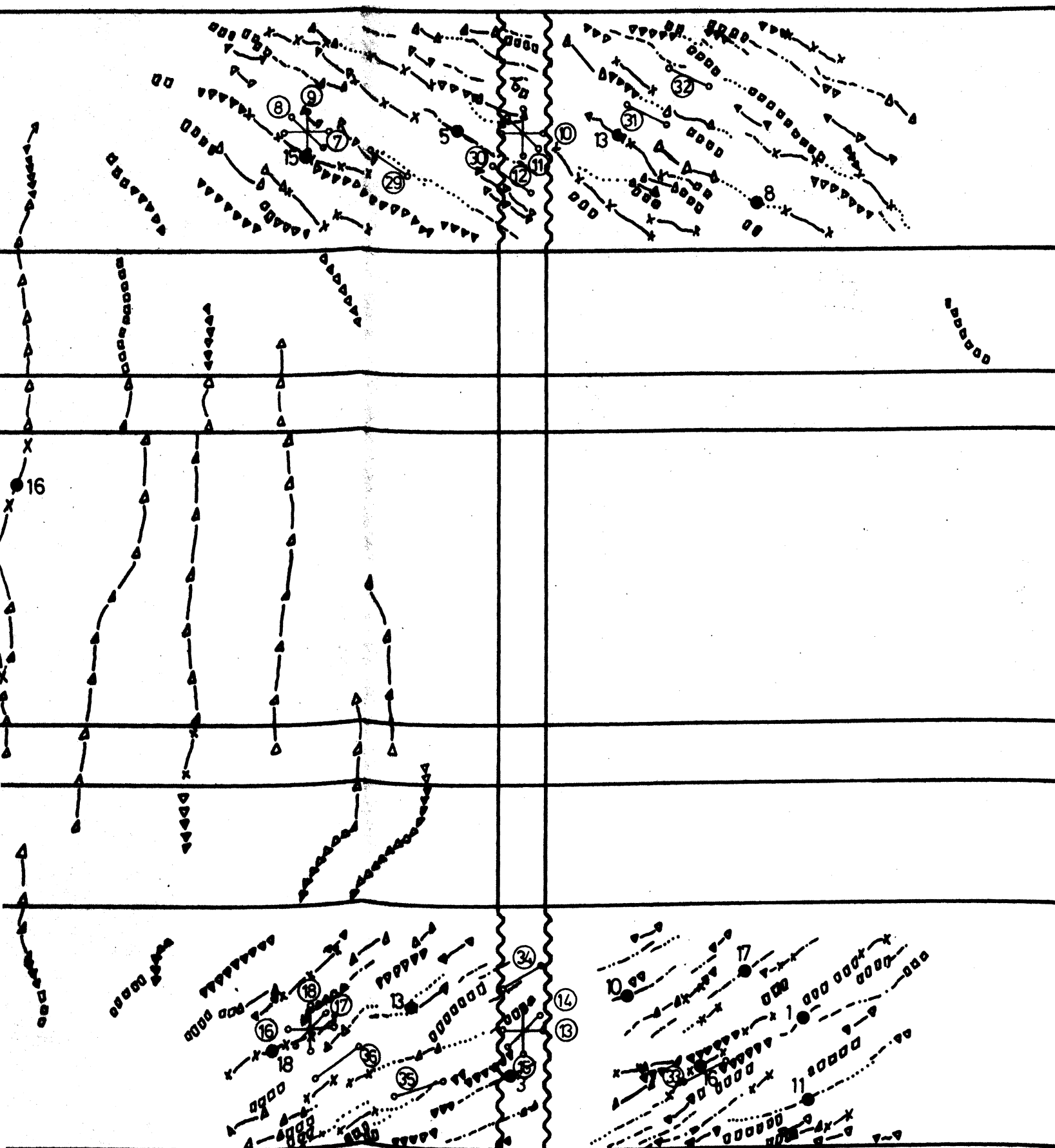
Querschnitt



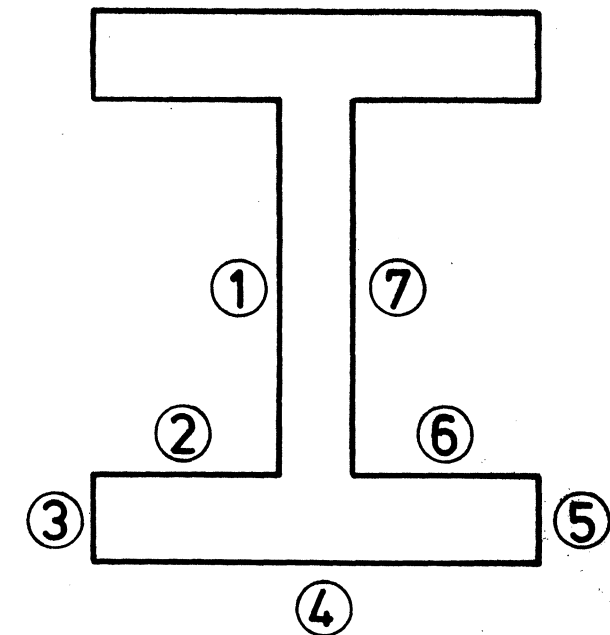
Laststufe	P in kN	Symbol
LS 8	350	x x x
LS 10	375	+ — +
LS 11	400	Δ — Δ
LS 12	425	— — —
LS 13	450	x — x
LS 16	200	+++
LS 20	550	▽▽▽
LS 21	600	— · —
LS 22	625	.....
LS 24	675	Δ Δ Δ
Risse infolge Dauerschwellbean- spruchung		—



Entwicklung des Biege- und Schubrißbildes

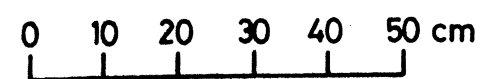


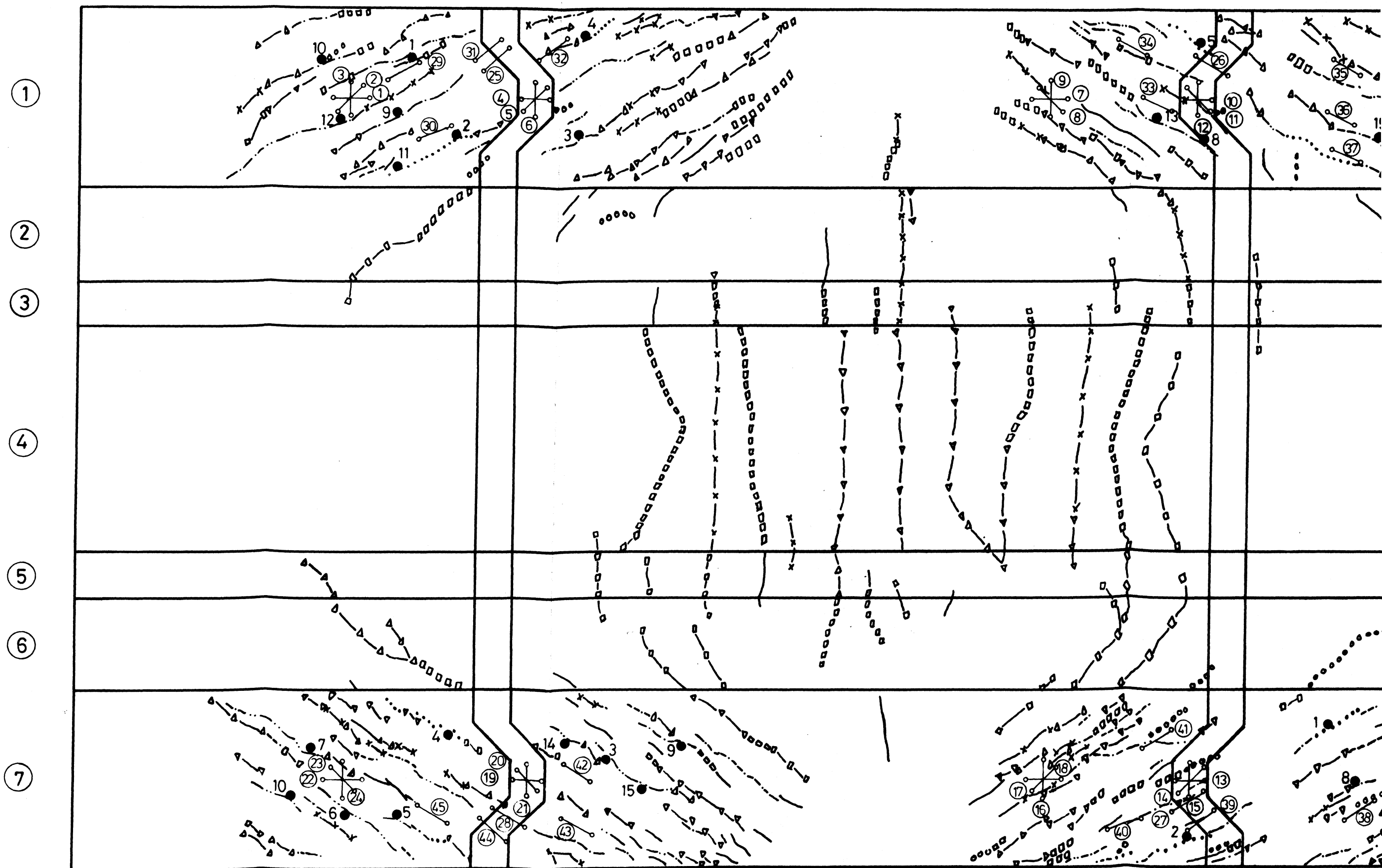
Querschnitt



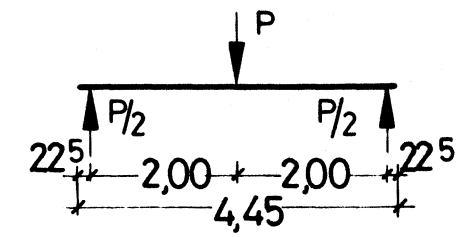
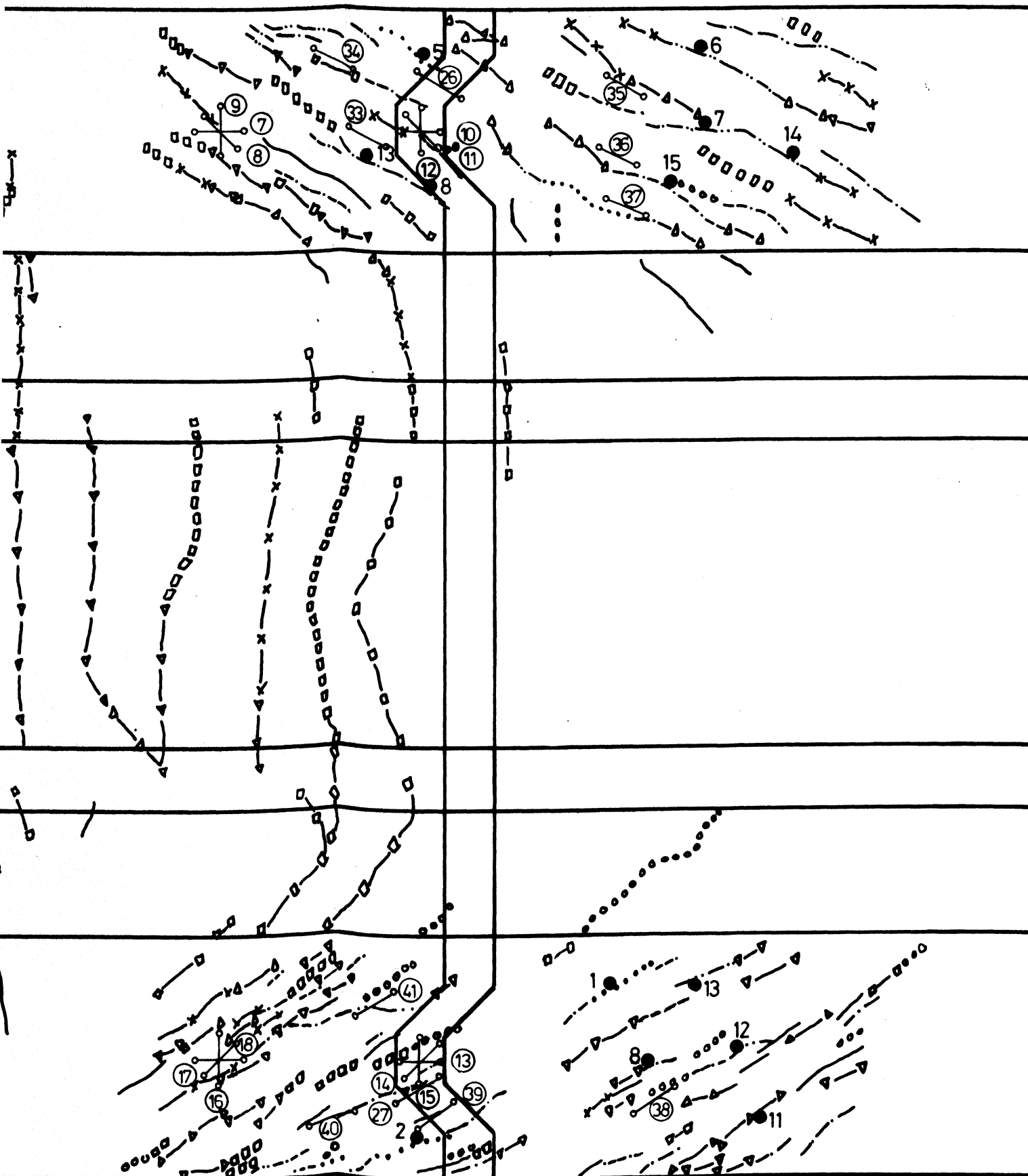
Laststufe	Pin kN	Symbol
LS 7	450	----
LS 8	500	.....
LS 9	550	-.-.-.-
LS 10	600	-.-.-.-
LS 15	600	-.-.-.-
LS 17	700	▲-----▲
LS 19	800	x-----x
LS 21	900	▼▼▼▼▼▼
LS 22	950	▼-----▼
LS 23	1000	□□□□□□

-und Schubrißbildes

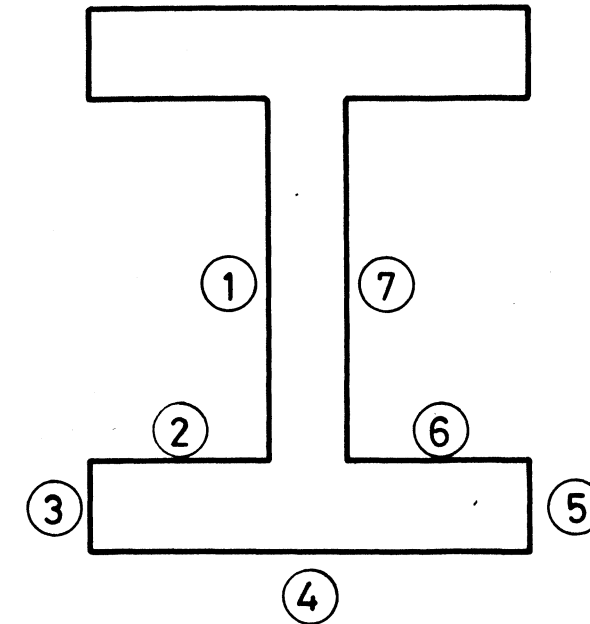




Entwicklung des Biege- und Schubrißbildes

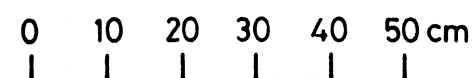


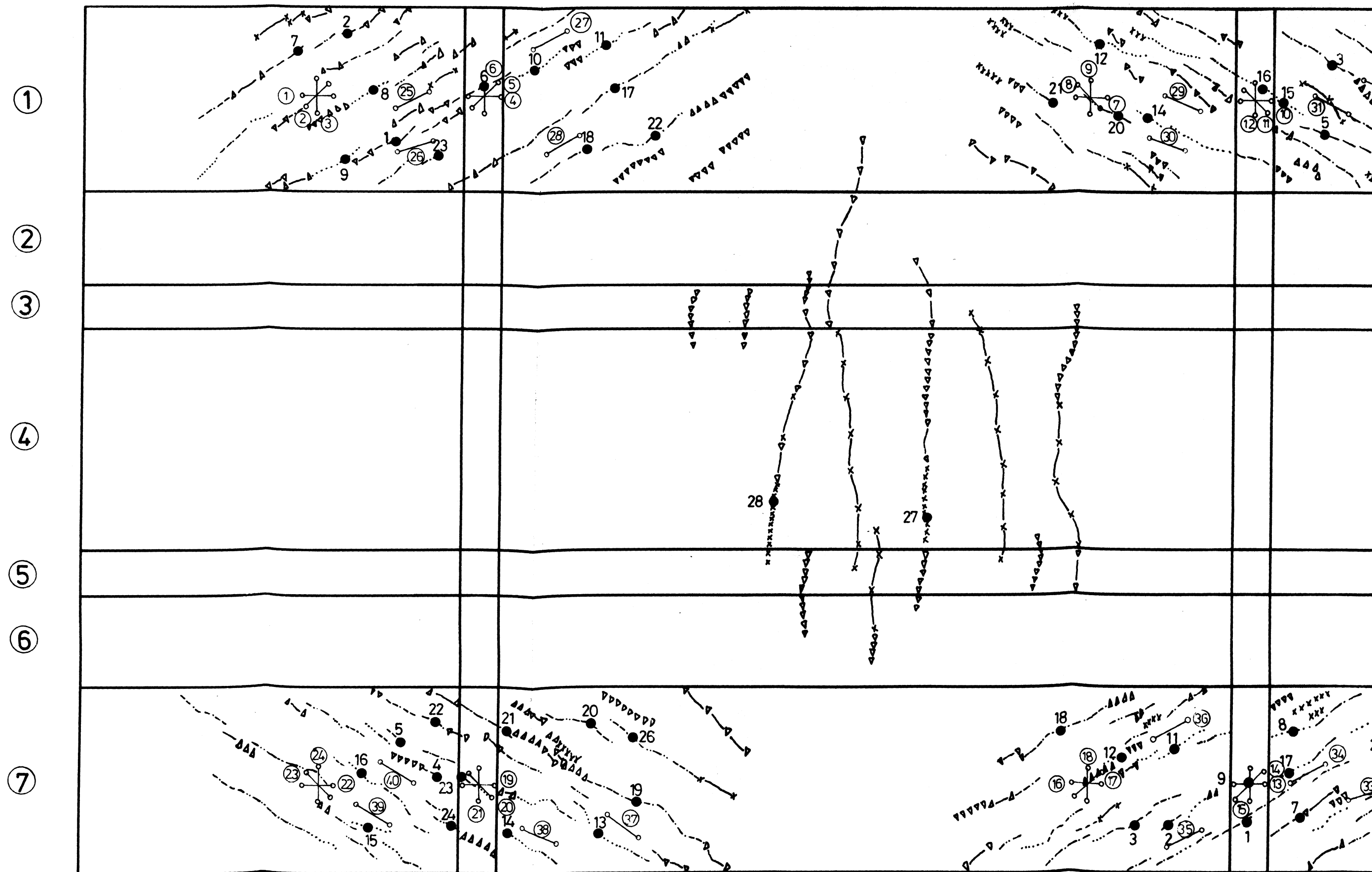
Querschnitt



Laststufe	Pin kN	Symbol
LS 6	400	.....
LS 7	450	— . —
LS 8	500	— . . —
LS 9	550	— . . . —
LS 10	600	△ — △
LS 16	650	x — x
LS 17	700	▽ — ▽
LS 18	750	□ □ □ □ □
LS 19	800	— — — — —
LS 20	850	□ — □
LS 21	900	○ ○ ○ ○ ○ ○ ○

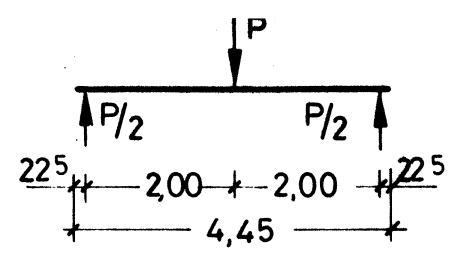
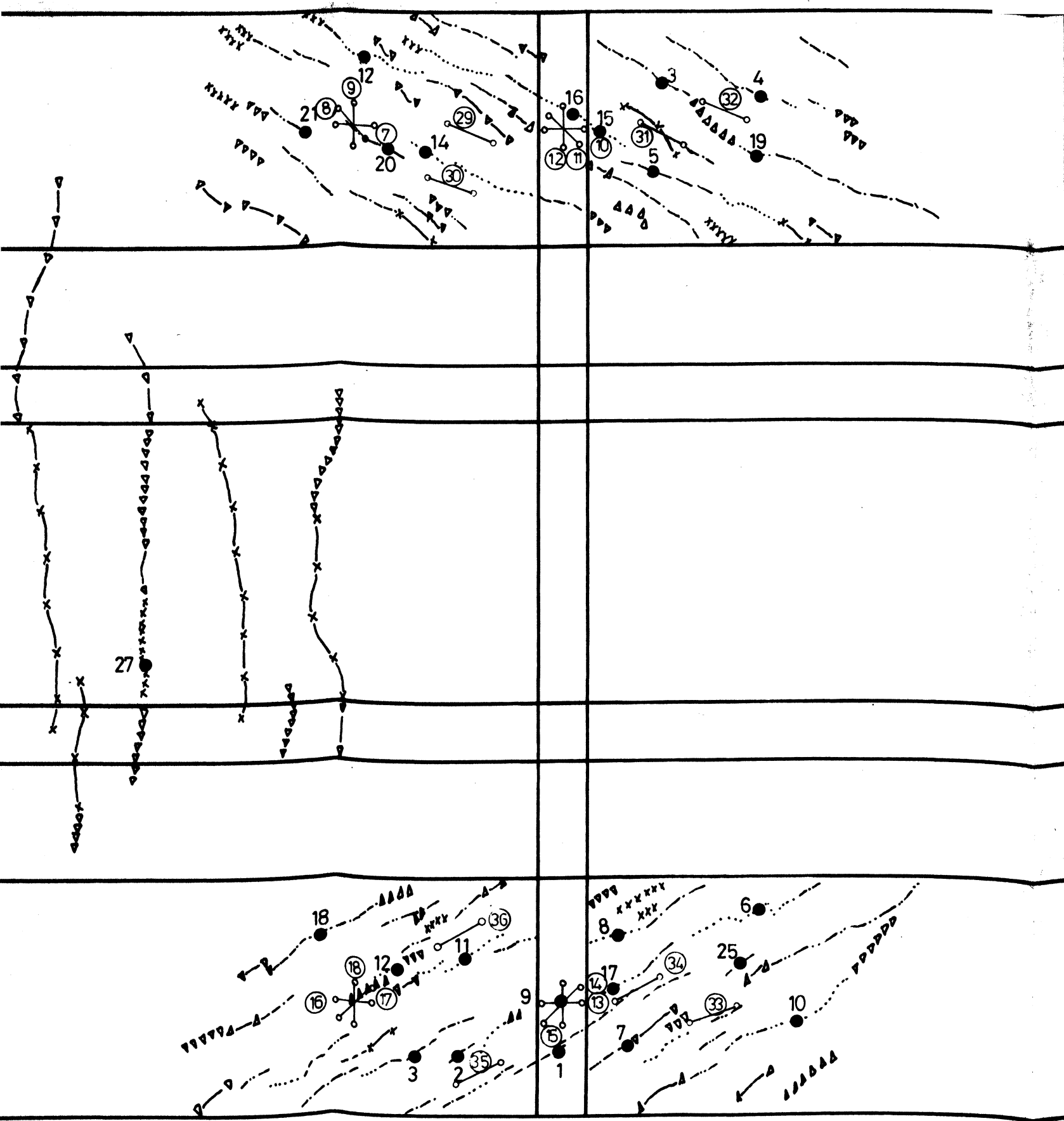
ge-und Schubrißbildes



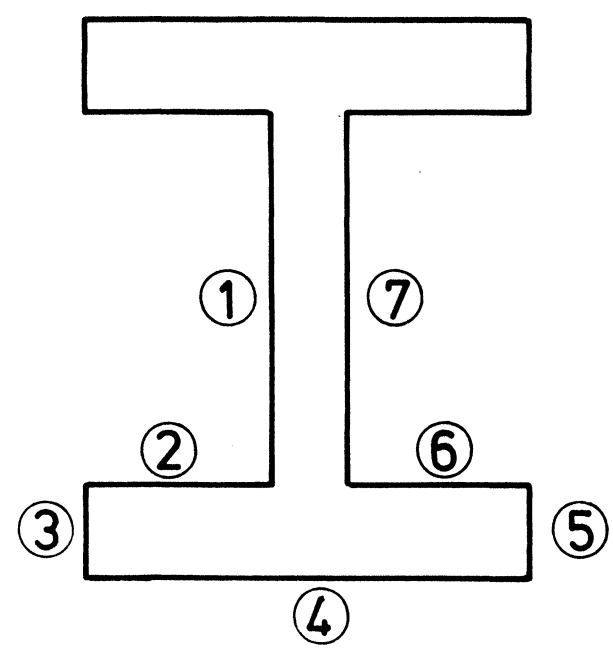


Entwicklung der Biege-und Schubrißbildes



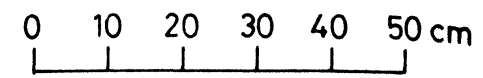


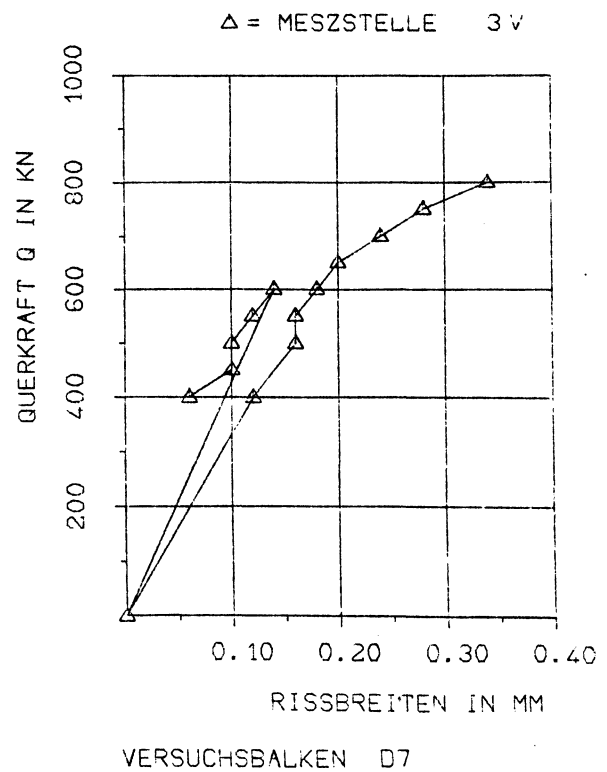
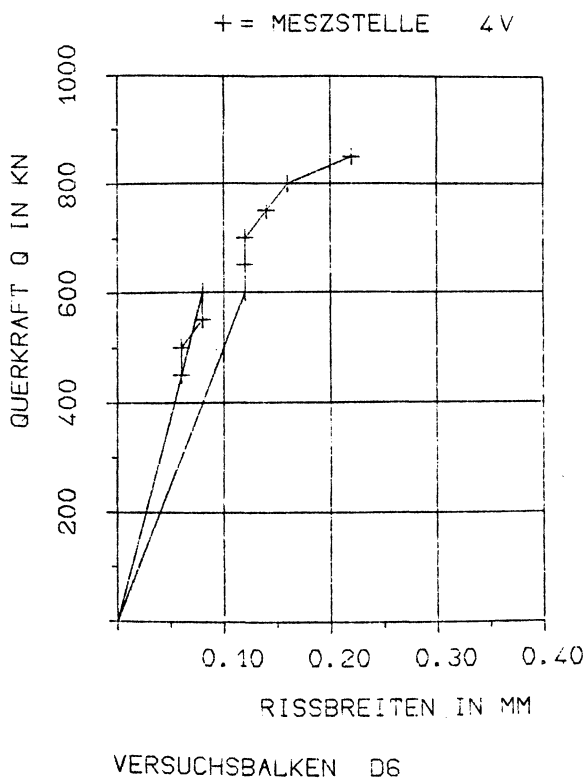
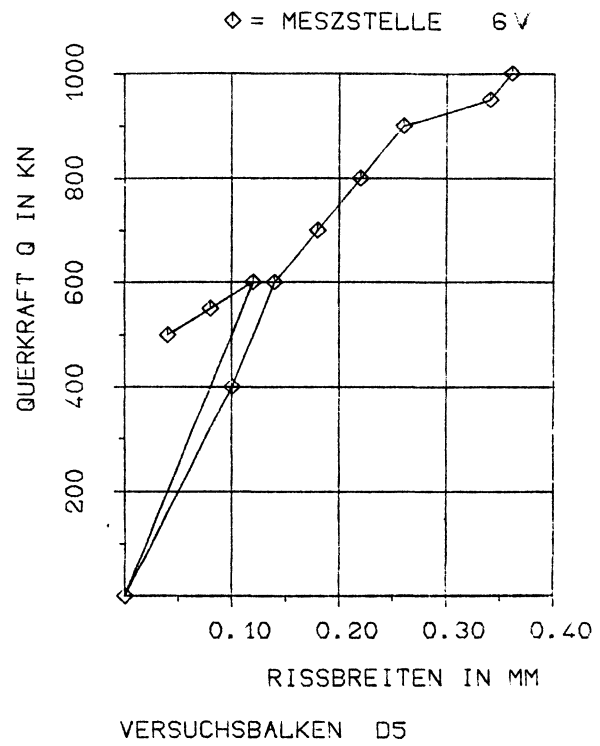
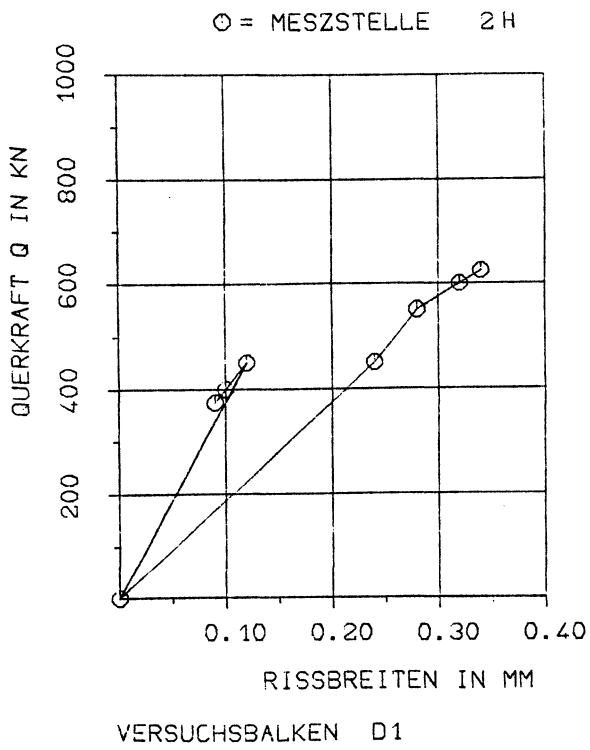
Querschnitt

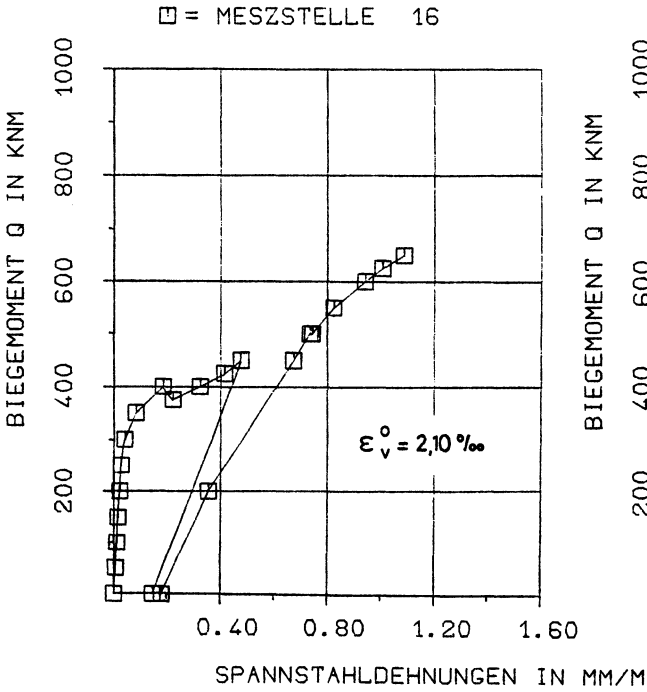


Laststufe	P in kN	Symbol
LS 6	400	-----
LS 7	450	.....
LS 8	500	-----
LS 9	550	-----
LS 10	600	-----
LS 15	500	▲▲▲▲▲▲
LS 17	600	▲——▲
LS 18	650	XXXXXXXXXX
LS 19	700	X——X
LS 20	750	▼▼▼▼▼▼
LS 21	800	▼——▼

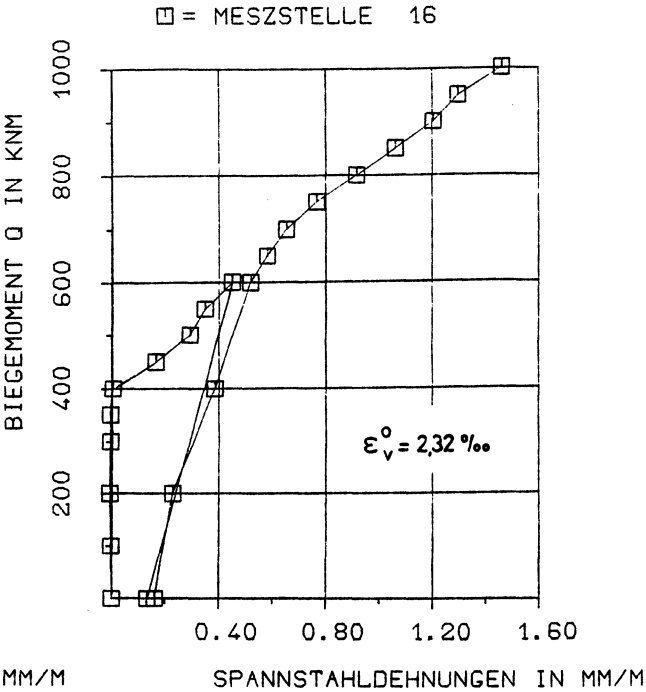
ge-und Schubrißbildes



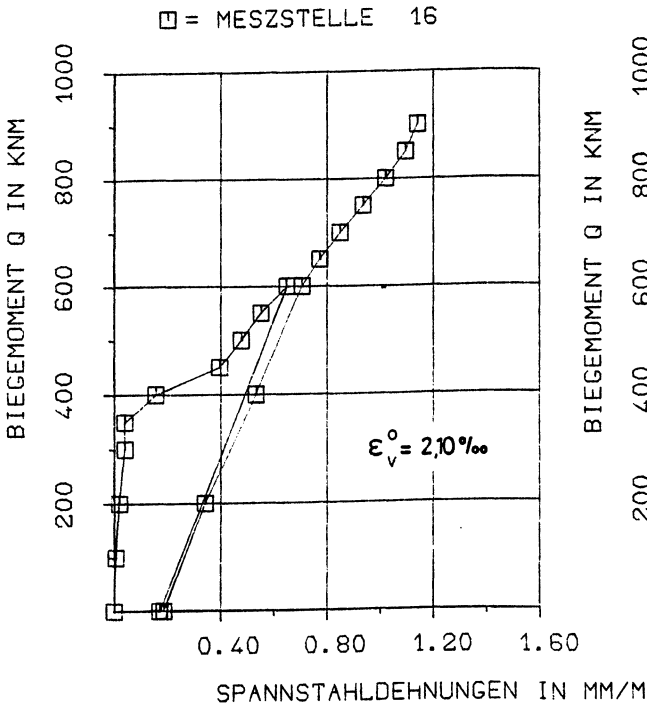




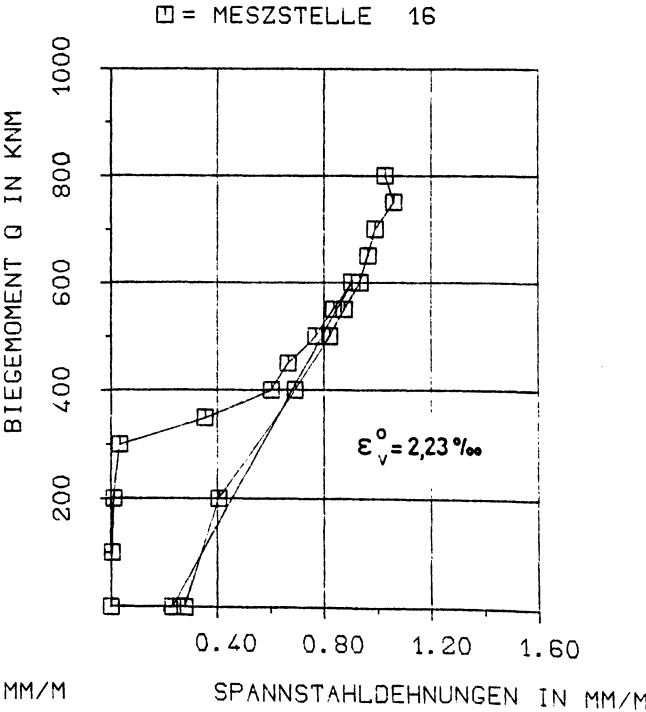
VERSUCHSBALKEN D1  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GEWINDESTAHL



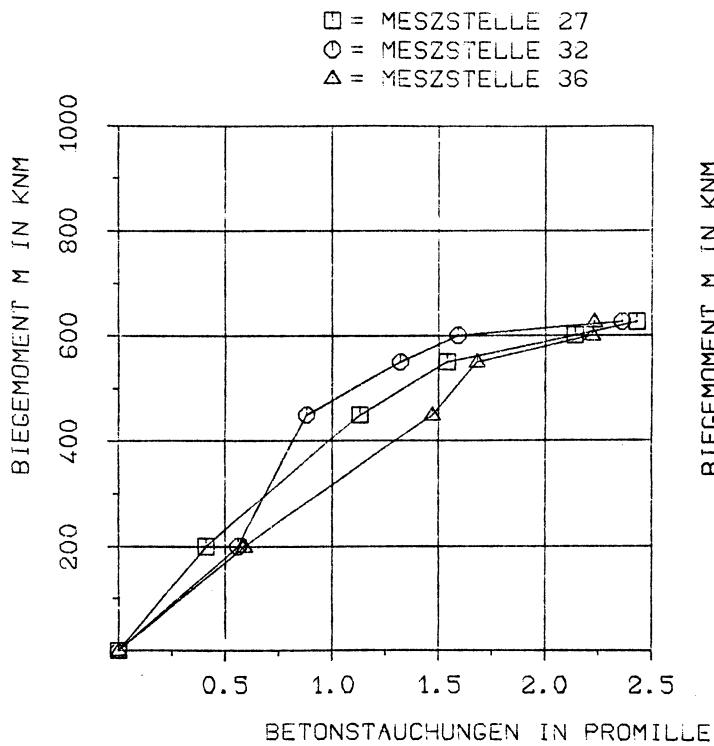
VERSUCHSBALKEN D5  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GEWINDESTAHL



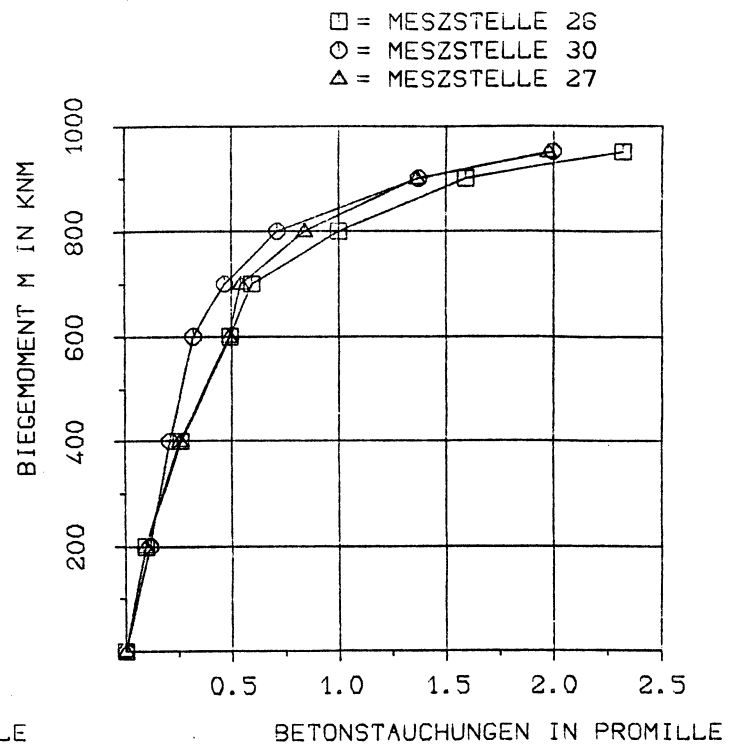
VERSUCHSBALKEN D6  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GEWINDESTAHL



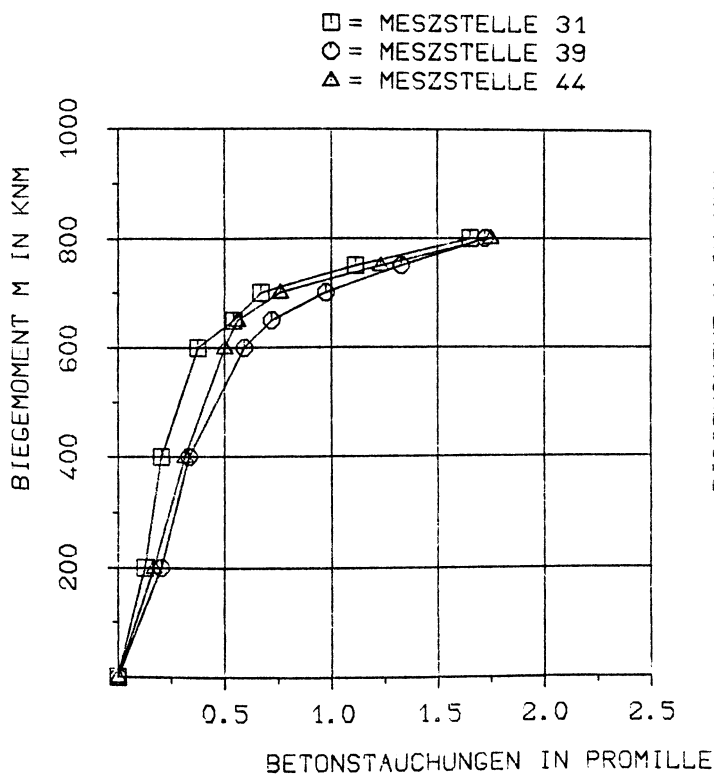
VERSUCHSBALKEN D7  
B25 BST 420/500  
ST825/1030 GEWINDESTAHL



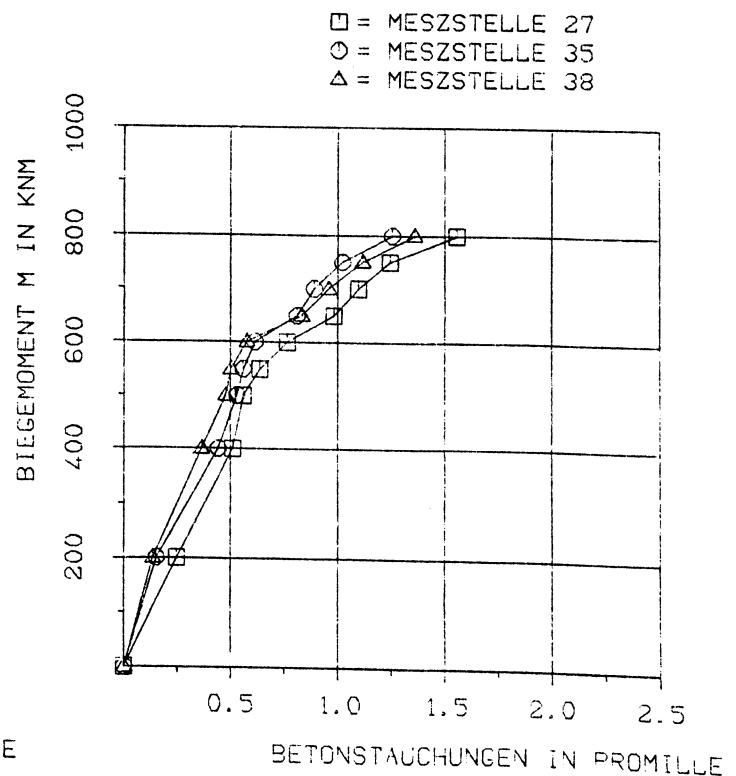
VERSUCHSBALKEN D1  
 B25 BST 420/500  
 ST825/1030 GEWINDESTAHL



VERSUCHSBALKEN D5  
 B25 BST 420/500  
 ST825/1030 GEWINDESTAHL



VERSUCHSBALKEN D6  
 B25 BST 420/500  
 ST825/1030 GEWINDESTAHL



VERSUCHSBALKEN D7  
 B25 BST 420/500  
 ST825/1030 GEWINDESTAHL

30-0065/002

13. Juni 1989<sup>4</sup>